

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

DANIELE RODRIGUES PEREIRA DA SILVA

**AVALIAÇÃO DA CONTRIBUIÇÃO DE SISTEMAS DE FRATURAS NAS CONDIÇÕES DE FLUXO E
ESTABILIDADE DE ENCOSTAS**

CURITIBA

2013

DANIELE RODRIGUES PEREIRA DA SILVA

AVALIAÇÃO DA CONTRIBUIÇÃO DE SISTEMAS DE FRATURAS NAS CONDIÇÕES DE
FLUXO E ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, área de concentração: Geotecnia, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Dell’Avanzi

CURITIBA

2013

S586a Silva, Daniele Rodrigues Pereira da
 Avaliação da contribuição de sistemas de fraturas nas condições
 de fluxo e estabilidade de encostas / Daniele Rodrigues Pereira da
 Silva. – Curitiba, 2013.
 92f. : il. [algumas color.], tab.

 Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor
 de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de
 Construção Civil.
 Orientador: Eduardo Dell’Avanzi.
 Bibliografia: p. 88-92

 1. Mecânica de rochas. 2. Mecânica de solos. 3. Solos –
 Estabilidade. I. Dell’Avanzi, Eduardo. II. Universidade Federal do
 Paraná. III. Título.

CDD: 624.1513

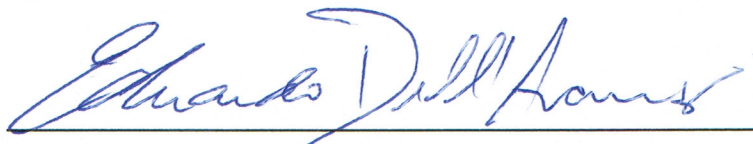
TERMO DE APROVAÇÃO

DANIELE RODRIGUES PEREIRA DA SILVA

AVALIAÇÃO DA CONTRIBUIÇÃO DE SISTEMAS DE FRATURAS NAS CONDIÇÕES DE FLUXO E ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração em Geotecnia, Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:



Prof. Dr. Eduardo Dell'Avanzi

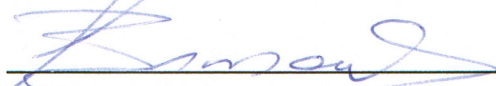
Departamento de Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – Universidade Federal do Paraná – UFPR

Examinadores:



Prof. Dr. Sidnei H. Cardoso Teixeira

Departamento de Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – Universidade Federal do Paraná – UFPR



Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho – UNESP



Prof. Dr. Roberto Francisco de Azevedo

Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa – UFV

Curitiba, 12 de abril de 2013.

“O homem só é feliz se desenvolver e utilizar todas as suas capacidades e habilidades.”

Jostein Gaarder

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, por ter me abençoado com saúde e persistência, além de ter colocado pessoas muito especiais no meu caminho, as quais me oferecerem apoio essencial para o desenvolvimento desta pesquisa.

Agradeço ao meu maior crítico, Dr. Eduardo Dell'Avanzi, que me estimula a buscar o melhor de mim sempre, me jogando na fogueira, me expondo a desafios, acreditando em mim. Obrigada pela oportunidade da convivência, pela dedicação, disposição e acima de tudo paciência.

Ao Sr. Celso Amarante, técnico de laboratório de solos, pela amizade, pela dedicação, pelo suporte nas visitas de campo e execução dos ensaios.

À Egel Engenharia pelo apoio incondicional, por me disponibilizar toda a infraestrutura para execução dos ensaios de laboratório.

À Transpetro e à CAPES pelo suporte financeiro.

Agradeço à minha família, fonte de toda minha energia e meu bom humor: D. Rosa, Sr. Antônio, Danilão, Ketlin, tios e tias, primos e primas e à saudosa Dona Nica, minha amada avó. Obrigada pelo amor, pela compreensão, pelo apoio, pela alegria.

Aos amigos que suportaram meus momentos de rabugem!

Muito obrigada! Espero ter a oportunidade de retribuir toda a força que recebi.

RESUMO

Deslizamentos de encostas naturais antecidos de chuvas intensas são observados com frequência. Diversos são os fatores influem na segurança de taludes. Ferramentas numéricas geralmente são utilizadas para avaliar a estabilidade de encostas, porém para se apresentarem confiáveis devem ser abastecidas com parâmetros confiáveis no que diz respeito a características hidromecânicas dos materiais e condições de contorno. Poucos estudos são encontrados acerca da influência do fraturamento no fluxo subsuperficial em encostas, sendo que este parâmetro geralmente é subestimado ou arbitrado sem qualquer embasamento no que se diz respeito a condições de contorno em modelagem numérica. Neste trabalho foram estudadas as características hidromecânicas de uma encosta natural localizada na Serra do Mar paranaense e desenvolvido um modelo reduzido da mesma encosta visando estudar a resposta geodinâmica da encosta baseando-se nos padrões de precipitação ao longo do tempo e respostas do fraturamento. Foram deduzidos fatores de escala relacionando grandezas do protótipo às respectivas grandezas do modelo reduzido, tais como fatores de escala de sucção, geométricos e de precipitação entre outros. Pode-se concluir que o tipo de ensaio influencia a resposta do material, acarretando na obtenção de diferentes parâmetros hidromecânicos. A técnica de modelagem reduzida mostrou-se extremamente interessante de ser utilizada para a avaliação da resposta geodinâmica de encostas já que, o estudo do padrão de fluxo de água através do modelo reduzido possibilitou o melhor entendimento do padrão de fluxo hidrogeológico da encosta natural.

Palavras chave: estabilidade de encostas, fluxo em encostas, modelos reduzidos, parâmetros hidromecânicos do solo.

ABSTRACT

It has been observed in the last few years extreme events involving several natural slopes failures. These events usually triggered huge damages into civil structures and, in many cases, involved loss of human lives. Back analysis of some of the failures indicated that the triggering mechanism of the instability process is considerably more complex than the simple rain magnitude that occurred by the time of the event. The mechanism involves complex hydrological variables such as flow throughout fractures systems and tri-dimensional flow situations influenced by the bed rock surface shape, as well as the unsaturated/saturated strength characteristics of the soils deposits involved and the rain pattern (intensity and duration) that occurred. In order to understand each of these factors in a systematic way, it was carried out a study of a slope response under different precipitations patterns using physical modeling. A natural slope with a record of instability process was defined as a prototype and a physical model was developed considering scale factors relating geometry, stresses, flow rate and precipitation. The methodology involved the evaluation of the hydro-mechanical characteristics of the prototype and the model, the definition of the scale factors, the development of suitable instrumentation, and a testing batch composed by several rain patterns simulations. The results of the investigation indicate that the testing methodology used for evaluating the unsaturated strength characteristics of the natural soils has a considerable influence over the results, and the pattern of the precipitation has also an influence over the slope response. The results also indicate that the similitude rules deduced for matric suction, and rain intensity yields to consistent correlated prototypes magnitudes.

Keywords: slope stability, slope flow, reduced models, hydromechanical parameters of the soil.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	10
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	12
2.1.	ÁREA OBJETO DE ESTUDO	12
2.2.	CICLO HIDROLÓGICO E MOVIMENTOS DE TERRA	13
2.3.	HIDROGEOLOGIA DOS MEIOS FISSURADOS.....	14
2.4.	GEOLOGIA DA SERRA DO MAR	16
2.5.	CARACTERÍSTICAS HIDROMECÂNICAS das formações típicas da serra do mar	17
2.6.	modelagem reduzida de estruturas civis	18
3.	METODOLOGIA	21
3.1.	AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS HIDROMECÂNICAS DO PROTÓTIPO	23
3.1.1.	Caracterização granulométrica	23
3.1.2.	Limites de Atterberg	23
3.1.3.	Curva de retenção de umidade do solo	23
3.1.4.	Adensamento Unidimensional	23
3.1.5.	Cisalhamento Direto	24
3.2.	AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS HIDROMECÂNICAS DO MODELO	26
3.2.1.	Caracterização Granulométrica.....	26
3.2.2.	Curva de Retenção de Umidade do Solo.....	26
3.2.3.	Avaliação da Condutividade Hidráulica à Carga Constante	26
3.2.4.	Cisalhamento Direto	26
3.2.5.	Calibração da Densidade da Areia	26
3.3.	DEFINIÇÃO DOS FATORES DE SIMILITUDE PROTÓTIPO/ MODELO.....	27
3.3.1.	Fatores de Escala para Similitude Geométrica	27
3.3.2.	Fatores de Escala para Similitude Cinemática e Dinâmica.....	29
3.3.3.	Fatores de Escala para Similitude de Sucção Mátrica	30
3.3.4.	Fatores de Escala para Similitude de Condutividades Hidráulicas (Funções-k).....	31
3.3.5.	Fatores de Escala para Similitude de Velocidades de Fluxo Macroscópico	32
3.3.6.	Fatores de Escala para Similitude de Precipitação.....	34
4.	COMPONENTE EXPERIMENTAL	37
4.1.	AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E HIDRO-MECÂNICAS DO PROTÓTIPO – ENCOSTA NATURAL	37
4.2.	AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS HIDROMECÂNICOS DO SOLO DO MODELO REDUZIDO	63
4.3.	SIMILITUDE PROTÓTIPO-MODELO	66
4.4.	CONSTRUÇÃO DO MODELO.....	68
4.4.1.	Construção do topo rochoso	68
4.4.2.	Instrumentação da interface topo rochoso/solo	71
4.4.3.	Montagem e calibração do sistema de simulação de precipitação pluvial	72
4.4.4.	Deposição do solo e instalação da instrumentação superficial.....	73
4.5.	ENSAIOS NO MODELO REDUZIDO.....	74
4.5.1.	ENSAIO TIPO 1 – Intensidade de Precipitação Constante.....	74
4.5.2.	ENSAIO TIPO 2 – Precipitação com Picos de Intensidade	77
4.5.3.	ENSAIO TIPO 3 – Intensidade de precipitação decrescente.....	79
5.	DISCUSSÕES	83
6.	CONCLUSÕES.....	86
7.	TRABALHOS FUTUROS.....	87
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Vista aérea da encosta atravessada pelo OLAPA. Fonte: TRANSPETRO	12
Figura 2.2. Mapa geológico da região com destaque à região estudada.	16
Figura 2.4. Vista geral de modelo reduzido de cortina grampeada (Silva, 2009)	21
Figura 3.1 – Locação dos pontos de coleta de blocos indeformados de solo Fonte: Google Earth	22
Figura 4.1 – Resultados do ensaio de adensamento – Bloco 1	38
Figura 4.2 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 1	47
Figura 4.3 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 1	47
Figura 3.6 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 1, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro	48
Figura 3.7 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 2	48
Figura 3.8 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 2	49
Figura 3.9 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 2, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro	49
Figura 3.10 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 3	50
Figura 3.11 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 3	50
Figura 3.12 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 3, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro	51
Figura 3.13 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 4	51
Figura 3.14 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 4	52
Figura 3.15 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 4, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro	52
Figura 3.16 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 5	53
Figura 3.17 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 5	53
Figura 3.18 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 5, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro	54
Figura 3.19 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 6	54
Figura 3.20 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 6	55
Figura 3.21 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 6, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro	55
Figura 3.22 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 6 – Tensão imposta	56
Figura 3.23 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 6 – Tensão imposta	56
Figura 3.24 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 6 (tensão imposta), com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro	57
Figura 3.25 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 25kPa	58
Figura 3.26 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 25kPa	58
Figura 3.27 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 50kPa	59
Figura 3.28 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 50kPa	59
Figura 3.29 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 100kPa	60
Figura 3.30 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 100kPa	60
Figura 3.31 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 200kPa	61
Figura 3.32 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 200kPa	61
Figura 3.33 - Comparação entre as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas com ensaios com força imposta e ensaios com deslocamento imposto	62
Figura 3.35 – CRUS do solo do protótipo	63
Figura 3.36 – Curva granulométrica do solo do modelo	64

Figura 3.37. Vista geral do ensaio de infiltração para determinação da CRUS do modelo	64
Figura 3.38 Curva de retenção de umidade do solo do modelo	65
Figura 3.39 – Parâmetros de resistência do solo do modelo.....	65
Figura 3.40 - Curvas de retenção de umidade do protótipo e do modelo	66
Figura 3.41 - Função de escala de CRUS protótipo-modelo	67
Figura 3.42. Teste do procedimento de precipitação antes da colocação do solo	68
Figura 4.1 – Locação dos perfis de solo determinados para construção do modelo reduzido.....	69
Figura 4.2 – Estágios de construção do modelo reduzido.....	69
Figura 4.3. Topo rochoso e fraturamentos finalizados	70
Figura 4.4 - Detalhe da instalação dos piezômetros de tubo aberto.....	71
Figura 4.6. Sistema de pressurização da água para simulação da precipitação.....	72
Figura 4.5. Modelo físico pronto em procedimento de análise.	73
Figura 4.7 –Intensidades de precipitação registradas pelos pluviômetros nos quatro primeiro eventos.	74
Figura 4.8 – Intensidades de precipitação registradas nos eventos de 5 a 8.....	74
Figura 4.9. Detalhes: frente de umedecimento e pluviômetro instalado na superfície...	75
Figura 4.10 – Vista da encosta reduzida antes de serem observados pontos de instabilidade.....	75
Figura 4.11 – Intensidades de precipitação registradas pelos pluviógrafos durante ensaio do tipo 2.....	77
Figura 4.12 – Precipitações acumuladas nos pluviômetros durante o ensaio do segundo padrão de precipitação	77
Figura 4.13 – Vazão pelo fraturamento referente ao evento de precipitação tipo 2.	78
Figura 4.14 – Intensidades de precipitação registradas no ensaio tipo 3.....	79
Figura 4.15 – Precipitação acumulada registradas pelos pluviômetros durante o terceiro tipo de precipitação avaliado.	79
Figura 4.16 – Vazão observada pelo fraturamento em resposta ao padrão de precipitação tipo 3.....	80
Figura 4.17 – Vazão acumulada observada pelo fraturamento em resposta à intensidade de precipitação decrescente.....	80
Figura 4.18 – Intensidade de precipitação registrada no segundo evento de precipitação tipo 3.....	81
Figura 4.19 – Precipitação acumulada registrada no segundo evento de precipitação tipo 3.....	81
Figura 4.20 – Vazão acumulada pelo fraturamento referente ao segundo evento de precipitação tipo 3.....	82
Figura 4.21 – Vazão pelo fraturamento monitorada referente ao segundo evento tipo 3.	82
Figura 5.1 – Trincas de ruptura observadas durante ensaio no modelo.	83
Figura 5.2 – Trincas observadas após o evento 3	84
Figura 5.3. Processos de instabilização e ruptura observados.....	85

1. INTRODUÇÃO

Deslizamentos de terra são inerentes à dinâmica da superfície do planeta, porém, ações antrópicas, tais como cortes em adives e ocupação de encostas, intensificam a frequência destes desastres. Estes movimentos são fortemente influenciados pelas condições climáticas e forma de utilização do terreno.

É comum a ocorrência de deslizamentos de terra antecidos de chuvas intensas. Durante o período de julho a dezembro de 2008, no estado de Santa Catarina foram observados níveis de precipitação pluvial acima da média histórica registrada. Segundo Dell'Avanzi et.al. (2009) em novembro de 2008 a precipitação mensal atingiu 1002 mm de uma média histórica de apenas 131,1mm. Estas condições levaram a deslizamentos de encostas, corridas de lama e processos erosivo-depositivos rápidos (NASCIMENTO, DELL'AVANZI e NETTO, 2009) que levaram as comunidades locais a um verdadeiro caos, onde se decretou estado de calamidade pública e além de grandes perdas materiais, muitas vidas humanas foram consumidas pela tragédia. Cerca de 4000 escorregamentos de terra ocorreram na região (BRESSANI e BERTUOL, 2010). Segundo o INPE (2009), estes deslizamentos afetaram 1,5 milhões de pessoas e resultaram em 120 vítimas fatais e 69.000 pessoas desabrigadas.

Em 2010 deslizamentos de terra afetaram o Morro da Carioca e a Ilha do Bananal em Angra dos Reis – RJ. Encostas íngremes com construções no sopé juntamente com chuvas intensas ocasionaram ruptura translacional em solo com pequena espessura, ocasionando danos severos e um total de 50 mortes. (BRESSANI e BERTUOL, 2010).

Em março de 2011 chuvas intensas no Paraná provocaram inundações e deslizamentos de terra na região dos municípios de Morretes e Antonina.

Este trabalho busca avaliar a influência do sistema de fraturamento no padrão de fluxo de uma encosta além de estudar a influência do padrão do topo rochoso nas condições de fluxo e estabilidade. Para estes fins optou-se pela utilização de modelo físico reduzido.

A necessidade de calibração e validação das ferramentas matemáticas utilizadas na estimativa de cenários de comportamento de obras de engenharia aumenta com a complexidade da situação a ser estudada. Neste aspecto, a técnica de modelagem física reduzida apresenta-se de especial interesse uma vez que possibilita a simulação experimental da situação real de campo em ambiente laboratorial controlado. Entre as vantagens de uso da modelagem física, observa-se que a técnica permite: (a) a comparação experimental de desempenho entre diferentes alternativas de projeto; (b) o estudo de cenários críticos de ruína e (c) a avaliação da inércia da resposta da instrumentação adotada frente ao desenvolvimento do processo de instabilização induzido. A análise criteriosa do desempenho de modelos reduzidos possibilita também o entendimento da resposta da instrumentação no contexto

complexo do comportamento geomecânico tridimensional (real) dos projetos de engenharia, facilitando com isto, a interpretação dos dados de instrumentação de situações reais.

A modelagem física reduzida de encostas possibilita o entendimento da dinâmica do ciclo hidro-geológico relacionado aos processos de infiltração e fluxo em meios porosos (solos) e meios fraturados (falhas e fraturas), incluindo a inter-relação destes na resposta geomecânica da encosta. A possibilidade de controle de variáveis tais como abertura, inclinação, persistência, direção e conectividade de fraturas e falhas, incluindo a prescrição de fluxo nas fraturas e/ou falhas, fornece subsídios ímpares para calibração e validação de ferramentas matemáticas desenvolvidas para modelagem de fluxo tridimensional em solos (saturado-não saturado) e em meios fraturados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. ÁREA OBJETO DE ESTUDO

A encosta objeto de estudo localiza-se na Serra do Mar paranaense, especificamente no município de Morretes. Esta encosta foi escolhida devido ao fato de ter apresentado problemas de instabilização que culminaram com o rompimento de um poliduto que atravessa o local no ano de 2003. Este poliduto é operado pela Transpetro S.A. e denominado de OLAPA (Oleoduto Araucária – Paranaguá). A encosta em questão localiza-se próximo ao km 57 + 200 m deste, entre as coordenadas geográficas 25°15' e 25°30' de latitude sul e 49°00' e 49° 45' de longitude oeste.

Apresenta-se na Figura 2.1 uma vista aérea da região objeto de estudo.



Figura 2.1 - Vista aérea da encosta atravessada pelo OLAPA. Fonte: TRANSPETRO

Como características gerais, observa-se que a encosta apresenta direção de declividade NW-SE, com uma diferença de cotas verticais de cerca de 150 m ao longo de aproximadamente 650 m, conferindo-lhe uma declividade média de 23,4% correspondente a um ângulo de inclinação com a horizontal igual a 14°. A geometria da superfície varia de plana-convexa na parte superior com decaimento N/NW-SE/S variando para plana-plana na parte inferior, de tal modo que praticamente toda a água precipitada na parte superior é transmitida para as regiões inferiores da encosta. As sondagens mistas realizadas no local indicam que o subsolo é constituído por uma camada superficial delgada de solo silto-argiloso sobrejacente a uma camada de solo silto-arenoso com espessuras variando entre 17 e 22m. As sondagens indicaram o nível d'água variando entre -0,05m e -15m de profundidade. Os ensaios de eletroresistividade executados na região indicaram a possível presença de uma fratura longitudinal ao eixo da encosta (direção NW-SE) e de duas fraturas em direções ortogonais

(direção NE-SW), localizadas, respectivamente, uma no terço superior da encosta e outra no terço inferior (DAMBROSKI e SCHULTZ 2012). Os resultados das sondagens elétricas estão condizentes com o mapeamento geológico da região, conforme Figura 2.3.

A resposta geodinâmica da encosta, observada pelas leituras de inclinômetros instalados na região, indicam que esta possui uma tendência a movimentos de rastejo.

2.2. CICLO HIDROLÓGICO E MOVIMENTOS DE TERRA

O ciclo hidrológico é governado pela ação da gravidade bem como pelas características da cobertura vegetal, atmosfera, corpos d'água e fatores climáticos, que são os responsáveis pelo processo de circulação da água no planeta. Define-se como bacia hidrográfica a área de captação da água precipitada, demarcada por divisores topográficos, onde toda água captada converge para um único ponto de saída, o exutório. A bacia hidrográfica é um sistema físico no qual podemos quantificar o ciclo da água.

Infiltração é o processo mais importante de recarga da água no subsolo. O volume e a velocidade de infiltração dependem dos seguintes fatores:

- Tipo e condições dos materiais terrestres: a infiltração é favorecida pela presença de materiais porosos e permeáveis;
- Cobertura vegetal: as raízes abrem caminhos para a água descendente no solo, além disso, a cobertura vegetal exerce importante função no retardamento de parte da água que atinge o solo, por meio da interceptação, sendo o excesso lentamente liberado para a superfície do solo por gotejamento;
- Topografia: de modo geral declives acentuados favorecem o escoamento superficial direto, diminuindo a infiltração;
- Precipitação: o modo como a precipitação total é distribuída ao longo do ano é um fator decisivo no volume de recarga da água subterrânea;
- Ocupação do solo: o avanço da urbanização e a devastação da vegetação natural tem influenciado significativamente a quantidade de água infiltrada no solo.

O movimento da água subterrânea, somado ao da água superficial, são os principais agentes geomórficos da superfície da Terra. A ação geomórfica da água subterrânea se traduz por vários processos de modificação da superfície terrestre.

A movimentação de coberturas como solos ou sedimentos inconsolidados em encostas de morros tem velocidades muito variáveis. Os movimentos rápidos com deslizamentos catastróficos, acontecem com frequência em épocas de fortes chuvas, em regiões de relevo

acidentado, podendo ultrapassar a velocidade de 100km/hora. Os movimentos muito lentos são chamados de rastejamento do solo, com velocidades normalmente menores que 0,3m/ano.

Enquanto o rastejamento é movido unicamente pela força gravitacional, os escorregamentos são movidos pelo processo de solifluxão, no qual a força gravitacional age devido à presença de água subterrânea.

Os materiais constituintes das encostas possuem uma estabilidade controlada pelo atrito entre as partículas. No momento em que o atrito interno é vencido pela força gravitacional, a massa de solo entra em movimento. A diminuição do atrito entre as partículas é causada principalmente pela adição de água ao material. Embora a água aumente a coesão entre partículas do solo quando presente em pequena quantidade (sucção resultante da tensão superficial que aumenta a atração entre as partículas), a saturação do solo em água acaba envolvendo as partículas por um filme de água, diminuindo drasticamente o atrito entre elas. A saturação também aumenta o peso da massa de solo, contribuindo para a ruptura.

2.3. HIDROGEOLOGIA DOS MEIOS FISSURADOS

A hidrogeologia dos meios fissurados tem sua principal aplicação no domínio das rochas ígneas e metamórficas, genericamente designadas como cristalino. Nesse domínio, a matriz do maciço rochoso é caracterizada pela inexistência ou presença muito reduzida de espaços intergranulares na rocha. Nesse meio, a água encontra-se em espaços representados por fissuras ou fraturas, juntas ou ainda, em falhas e, em casos particulares, em vesículas, aberturas de dissolução, zonas de decomposição, dentre outros.

Uma fissura representa o resultado de uma deformação ruptural sofrida por uma rocha, quando submetida a esforços tensionais de naturezas diversas. A ruptura sem deslocamento dos blocos afetados é denominada de fissura, fratura, fenda, junta ou diaclase, enquanto que a deformação ruptural, que acarreta deslocamento de um ou dos dois blocos afetados, é designada por falha ou paráclase.

No estudo de uma fissura elementar devem ser considerados os seguintes elementos que exercem uma grande influência nas características hidrodinâmicas: (a) abertura; (b) rugosidade das paredes; (c) material de preenchimento.

A abertura de uma fissura é definida como a medida de separação média entre as paredes rochosas ao longo do plano de quebraimento. Esse parâmetro é de fundamental importância para a problemática de infiltração e armazenamento de água e vai depender de dois fatores: tensões atuantes e tipo de rocha (em função das características físicas dos minerais e da sua textura). Rochas constituídas de minerais granulares e isentas de clivagem, possuem maior resistência ao cisalhamento e mais elevado módulo de elasticidade que os minerais placosos. Nessas circunstâncias, as rochas que possuem predomínio desses minerais

mais resistentes ou aqueles de maior grau de metamorfismo, resistem mais a ruptura por cisalhamento, além de possuírem menor frequência de fraturas, pois a energia de deformação acumulada na rocha, que é a responsável pela sua ruptura, é inversamente proporcional ao módulo de elasticidade. Em contrapartida, fraturas originadas por tração nessas rochas são mais abertas, pois as tensões tracionais geradas pelo esforço compressivo são diretamente proporcionais ao módulo de elasticidade. Isso explica porque rochas como o gnaisse e o migmatito apresentam menor frequência de fissuras, porém estas são mais abertas, ao contrário dos filitos e ardósias que possuem maior frequência de fissuramento, sendo contudo, as fissuras mais fechadas.

A rugosidade das paredes é definida como a distância entre duas linhas paralelas, à linha média, que tangenciam a saliência mais pronunciada e a reentrância mais profunda. O grau de rugosidade depende da origem da fratura e, ainda, da granulometria, mineralogia e alteração das paredes rochosas nos planos de fratura. Sua influência na condutividade hidráulica é muito grande, pois pode acarretar em elevadas perdas de carga.

As fraturas podem estar total ou parcialmente preenchidas por algum material. A origem do material pode estar ligada a (a) Fragmentos da própria rocha fraturada; (b) Detritos de origem superficial que penetraram em meio aquoso, de elevada turbidez, decantando no interior das fraturas.

2.4. GEOLOGIA DA SERRA DO MAR

Na Figura 2.2 é apresentado o mapa geológico da região, incluindo a localização de diques e fraturas. Analisando o mapa geológico, pode-se observar que a geologia é composta pelos complexos granítico-gnáissico, gnáissico-migmatítico, ambos do arqueano proterozóico inferior podendo ainda ser encontrados rochas das suítes sieno granitos e álcali-granitos, ambos do período proterozóico superior-cambriano. Os diques básicos em geral incluindo basaltos, diabásios, gabros e dioritos pórfiros são associados à formação serra geral e apresentam preponderantemente sentidos NW-SE.

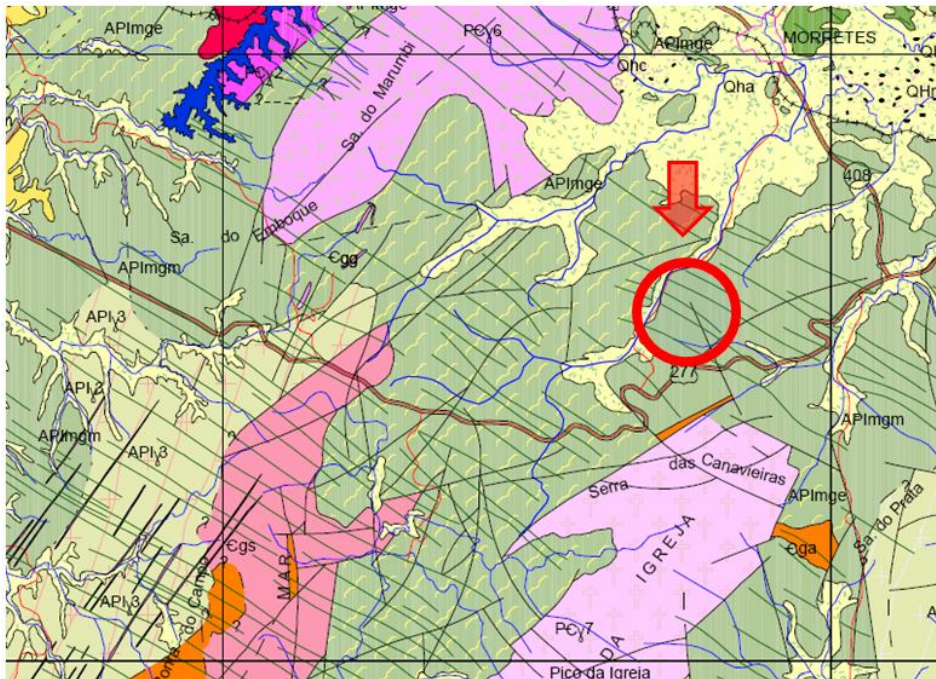


Figura 2.2 – Mapa geológico da região com destaque à região estudada.. Fonte: Mineropar.

A Figura 2.3 traz uma imagem aérea da região, permitindo visualização das características da vegetação na localização dos fraturamentos.

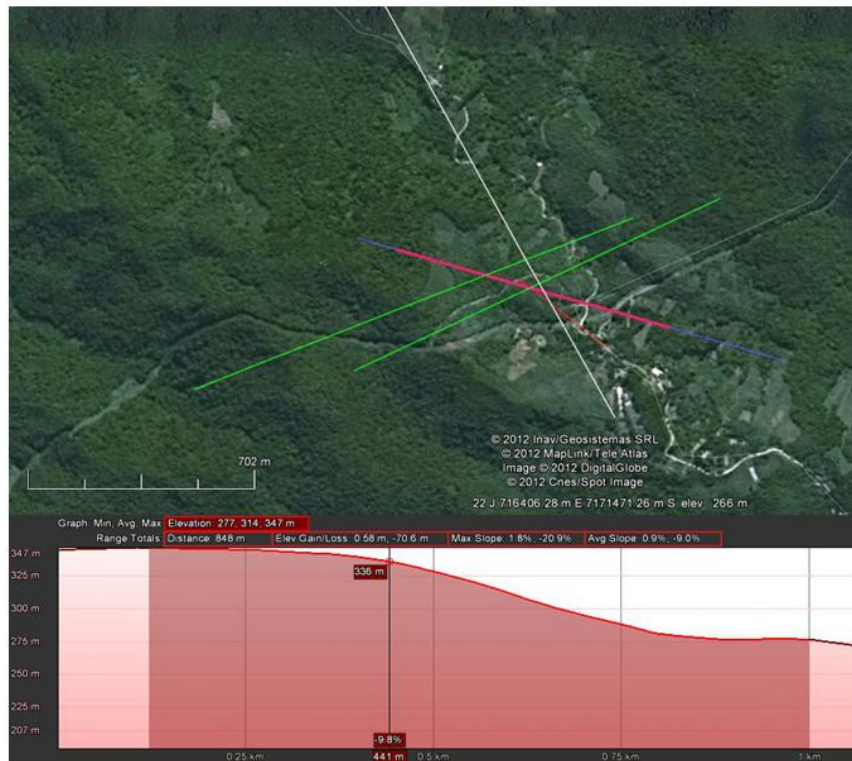


Figura 2.3 - Estimativa de localização dos diques e fraturas através de imagens de satélite. Fonte Google Earth.

2.5. CARACTERÍSTICAS HIDROMECAÂNICAS DAS FORMAÇÕES TÍPICAS DA SERRA DO MAR

O estudo das características de resistência ao cisalhamento e de condutividade hidráulica saturada dos diversos solos provenientes das alterações das formações geológicas do maciço da serra do mar, tem sido desenvolvido há mais de três décadas por diversos grupos de pesquisa, dentre os quais se destacam os trabalhos desenvolvidos na PUC-Rio, COPPE-UFRJ, USP-SP, IPT, UGRSe UFPR (no âmbito do Paraná e Santa Catarina).

Para os colúvios, observa-se pela literatura magnitudes de intercepto coesivo variando entre 2 kPa a 45 kPa e ângulos de atrito variando entre 25° e 35° (BRUGGER et al., 1997; WOLLE E CARVALO, 1994; ROCHA et. al., 1992; CLEMENTINO E LACERDA, 1992; LACERDA E SILVEIRA, 1992; RODRIGUES, 1992; ANDRADE et. al., 1992; BRESSANI et. al., 1997).

Já para solos residuais provenientes de gnaisses, pegmatitos-gnaisses, migmatitos e leptinitos, possuem magnitudes de ângulo de atrito e intercepto coesivo variando, respectivamente, entre 19° e 45° e 0kPa e 73kPa. Obviamente que as magnitudes dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são consideravelmente dependentes do tipo de ensaio utilizado. (BRUGGER et al., 1997; WOLLE E CARVALO, 1994; ROCHA et. al., 1992; CLEMENTINO E LACERDA, 1992; LACERDA E SILVEIRA, 1992; RODRIGUES, 1992;

ANDRADE et. al., 1992; BRESSANI et. al., 1997; BERNARDES et al, 1992; CAMPOS et. al., 1997; REIS E AZEVEDO, 1998; AVELAR E LACERDA, 1997).

Pela revisão bibliográfica pode-se constatar a carência de informações sobre as características de resistência ao cisalhamento dos solos residuais dos diques de diabásio, gabro e basalto.

Com relação às magnitudes de condutividade hidráulica saturada, o grupo de pesquisa de geotecnia ambiental da Universidade Federal do Paraná, avaliou que estas variam entre 10^{-1} m/s e 10^{-6} m/s, dependendo da porção argilosa do material (DELL'AVANZI et. al., 2010).

2.6. MODELAGEM REDUZIDA DE ESTRUTURAS CIVIS

A similitude em modelagem reduzida de estruturas civis envolve obrigatoriamente a definição de fatores de escala relacionando as rigidezes de membros homólogos do protótipo e do modelo. Normalmente, esta tarefa envolve a necessidade de mudança de materiais de constituição dos membros correlatos uma vez que a rigidez é obtida pela multiplicação entre o momento de inércia e o módulo de elasticidade do material (para relação com deflexões). Para a relação entre modelo e protótipo dá-se do produto entre a área transversal do membro e o módulo de elasticidade do material.

A experiência prática do grupo de pesquisadores do Laboratório de Geotecnia e Materiais Ambientais (LAGEMA) da UFPR têm indicado que é perfeitamente plausível a obtenção de similitude entre protótipo e modelo para análise de estabilidade de estruturas civis. SILVA (2009) desenvolveu modelos reduzidos para avaliação de estruturas de contenção utilizando solo grampeado comparando diferentes tipos de paramento e arranjos de grampos. Apresenta-se na Tabela 2.1 as propriedades de engenharia de paramentos em concreto armado projetado comumente adotados em soluções de contenções em solo grampeado, as propriedades do modelo ideal (similitude direta), e as propriedades do paramento escalado. Os fatores de escala utilizados estão respectivamente indicados na Tabela 2.2. Similarmente, apresenta-se nas Tabelas 2.3 e 2.4 as propriedades de engenharia e os respectivos fatores de escala de paramentos de cortinas grampeadas considerados rígidos.

Tabela 2.1. Características das propriedades de engenharia de paramentos considerados flexíveis de cortinas grampeadas, incluindo as características do paramento escalado. SILVA (2009)

Tipo do Paramento	Propriedades do Paramento						
	b	H	A	I	E	EI	EA
	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(MPa)	(MNm ²)	(MN)
Concreto Projetado C20	2	0,083	0,166	9,53E-05	2,50E+04	2,39E+00	4,16E+03
Paramento do Modelo Ideal	0,05	0,002075	0,000104	3,72E-11	6,26E+02	2,33E-08	6,50E-02
Paramento de Alumínio	0,05	0,0002	0,00001	3,33E-14	7,03E+05	2,34E-08	7,03E+00

Legenda:

b - distância máxima entre grampos

h - espessura do paramento

A - área da seção transversal do paramento

I - inércia da seção

E - módulo de elasticidade

Tabela 2.2. Fatores de escala obtidos para o paramento de alumínio com o idealmente escalado. SILVA (2009)

Paramento	N_{EA}	N_{EI}
Ideal	40	40
Alumínio	8	40

Tabela 2.3. Características das propriedades de engenharia de paramentos considerados rígidos de cortinas grampeadas, incluindo as características do paramento escalado. SILVA (2009)

Tipo do Paramento	Propriedades do Paramento						
	b	h	A	I	E	EI	EA
	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(MPa)	(MNm ²)	(MN)
Concreto Projetado C20	2	0,3	0,6	4,50E-03	2,50E+04	1,13E+02	1,50E+04
Paramento do Modelo Ideal	0,05	0,0075	0,000375	1,76E-09	6,26E+02	1,10E-06	2,35E-01
Paramento de Aço	0,05	0,0005	0,000025	5,21E-13	2,10E+06	1,09E-06	5,25E+01

Legenda:

b - distância máxima entre grampos

h - espessura do paramento

A - área da seção transversal do paramento

I - inércia da seção

E - módulo de elasticidade

Tabela 2.4. Fatores de escala obtidos para o paramento de aço com o idealmente escalado. SILVA (2009)

Paramento	N_{EA}	N_{EI}
Ideal	40	40
Aço	7	40

O fator de escala N_{EI} igual a 40, relacionando as deflexões do protótipo às do modelo em pontos homólogos, indica que o paramento de aço simula o comportamento de um paramento de concreto C20 projetado com 30 cm de espessura.

A similitude de ancoragens tais como grampos e tirantes é obtida de modo similar ao procedimento adotado para a similitude do paramento. Neste caso, o fator de escala determinante relaciona-se com o produto do módulo de elasticidade do material constituinte com a respectiva seção transversal. Como exemplo, apresentam-se na Tabela 2.5 as propriedades mecânicas e geométricas de um grampo normalmente adotado em projetos de engenharia e os respectivos modelos escalados.

Tabela 2.5. Propriedades mecânicas e geométricas dos grampos. SILVA (2009)

Tipo dos Grampos	Propriedades dos Grampos					
	r (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	E (kPa)	EI (MNm ²)	EA (MN)
Grampo de Aço	0,03	0,002827	6,36E-07	2,10E+08	1,34E+02	5,94E+05
Grampo do Modelo Ideal	0,00075	1,77E-06	2,49E-13	5,25E+06	1,30E-06	9,28E+00
Grampo de PVC	0,001	3,14E-06	7,85E-13	3,05E+06	2,40E-06	9,59E+00

Legenda:

r - raio dos grampos

A - área da seção transversal do grampo

I - inércia da seção

E - módulo de elasticidade

Os fatores de escala para os grampos estão indicados na Tabela 2.6. Observa-se que os fatores de escala para a rigidez do grampo de PVC se aproximam consideravelmente dos valores ideais.

Tabela 2.6. Comparação dos fatores de escala obtidos para grampo de aço com o ideal pretendido. SILVA (2009)

Grampos	N_{EA}	N_{EI}
Ideal	40	40
PVC	40	35

Apresenta-se na figura abaixo uma vista geral de um dos modelos de cortina grampeada testados por SILVA (2009).



Figura 2.3. Vista geral de modelo reduzido de cortina grampeada (Silva, 2009).

3. METODOLOGIA

Uma vez que o processo de modelagem reduzida envolve obrigatoriamente a definição de fatores de escala que relacionam as respectivas características entre protótipo e modelo, a metodologia de modelagem reduzida de uma encosta envolve a avaliação dos principais aspectos hidromecânicos do protótipo para definição dos respectivos fatores de escala e similitudes do modelo. Tal tarefa envolve, obrigatoriamente, o levantamento das características geológicas do local objeto de estudo tais como tipo de solos e rochas, presença de sistemas de fraturas, áreas de recarga e descarga, vegetação, topografia e características de resistência ao cisalhamento dos materiais, incluindo a estimativa dos comportamentos hidráulicos dos respectivos materiais envolvidos. A partir do conhecimento dessas grandezas é possível a definição de fatores de similitude entre protótipo e modelo.

Esta tarefa apresenta-se árdua, pois uma vez que se impõe um fator de similitude cinemática igual a 1 (mesma magnitude de aceleração da gravidade atuando no protótipo e no modelo), muitos dos fatores de escala necessitam ser definidos considerando-se a substituição do material da encosta natural por um material alternativo que induza a um grau de similitude conhecido entre protótipo e modelo.

Assim, a partir dos respectivos fatores de escala é possível estimar a resposta geodinâmica da encosta natural, tais como tipos de movimento, mecanismos de indução de instabilização, limites de precipitação para certos tipos de movimentos de massa a partir dos dados observados no modelo reduzido.

A metodologia desenvolvida no presente trabalho envolveu a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos depósitos de solos significativos da região

objeto de estudo e a estimativa das respectivas condutividades hidráulicas saturadas e curvas de retenção de umidade. Subsequentemente, a metodologia envolveu a definição de um material com propriedades de similitude o mais compatível possível com o material natural. Neste aspecto, a metodologia focou na definição de um material que pudesse escalar de forma aproximada as características hidráulicas do solo do campo, tais como a curva de retenção de umidade e condutividade hidráulica saturada.

Foram coletados ao longo da região da encosta, 6 (seis) blocos cilíndricos indeformados de solo para caracterização granulométrica e hidromecânica. Todos os blocos foram coletados abaixo da camada de solo orgânico superficial, a profundidades variando entre 0,7m e 1,2m. Apresenta-se na Figura 3.1 um mapa de locação dos blocos coletados. As análises granulométricas dos solos em conjunto com os limites de Atterberg indicam que estes solos variam de siltes arenosos de baixa a siltes argilosos.



Figura 3.1 – Locação dos pontos de coleta de blocos indeformados de solo Fonte: Google Earth.

3.1. AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS HIDROMECÂNICAS DO PROTÓTIPO

3.1.1. Caracterização granulométrica

A caracterização granulométrica seguiu os critérios da NBR 7181/1984.

3.1.2. Limites de Attemberg

A estimativa dos limites de Attemberg seguiu métodos estabelecidos pelas normas NBR 7180/1984 e NBR 6459/1984.

3.1.3. Curva de retenção de umidade do solo

A avaliação da curva de retenção de umidade (CRUS) de campo do solo foi determinada para os blocos 1 e 6 através do método do papel filtro. Foram extraídos 9 amostras cilíndricas de cada bloco indeformado as quais foram submetidas a processos de umedecimento ou secagem a partir da umidade de campo. Apresenta-se na Figura 3.2 um resumo visual do procedimento de montagem das amostras para determinação da sucção total e mátrica. As sucções foram estimadas a partir da umidade utilizando as metodologias de Chandler (1992), ASTM (1992) e Rahardjo (2002) (apud. GUIZELINI, 2011).



Figura 3.2 – Detalhe procedimento papel filtro para determinação da CRUS

3.1.4. Adensamento Unidimensional

O procedimento de ensaio consistiu na aplicação de sucessivos incrementos de carga com o dobro da magnitude do incremento anterior. O procedimento de descarregamento consistiu na aplicação da metade do carregamento posterior. Os descarregamentos foram realizados em, no mínimo, três estágios sucessivos de descarregamento.

Estimou-se características de deformabilidade tais como índice de compressão e de recompressão, tensão de pré-adensamento e coeficiente de adensamento vertical (c_v) dos

solos amostrados. Estes parâmetros foram avaliados através da execução de ensaios de adensamento edométrico em amostras indeformadas com estágios de carregamento variando entre 12,5 kPa a 1080 kPa. A tensão de pré adensamento foi estimada pelo método de Pacheco e Silva (1970), conforme determinado pela norma MB-3336/1990.

A partir dos ensaios de adensamento também estimou-se a magnitude da condutividade hidráulica saturada das amostras ensaiadas a partir da definição do coeficiente de adensamento vertical deduzido pela teoria de adensamento de Terzaghi. Esta interpretação possibilitou a avaliação da variação da magnitude da condutividade hidráulica em função da tensão efetiva vertical aplicada.

3.1.5. Cisalhamento Direto

As características de resistência ao cisalhamento dos solos da encosta foram estimadas a partir da realização de ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas inundadas e na umidade natural. A interpretação dos resultados dos ensaios em amostras não saturadas foi realizada seguindo a metodologia proposta por Guizelini (2011), que descreve o efeito da não saturação sobre a resistência ao cisalhamento através de um índice de saturação relativa igual a:

$$\zeta = \frac{1 - S}{1 - S_{res}} \quad (3.1)$$

onde S é o grau de saturação da amostra e S_{res} o grau de saturação residual do solo. Consequentemente, a tensão cisalhante na ruptura das amostras não saturadas é, matematicamente, igual a:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \zeta \tan \phi^\zeta \quad (3.2)$$

onde ϕ^ζ é a inclinação da reta formada entre os pontos coordenados de tensão cisalhante e

ζ na ruptura, e a sua tangente é dada por $\tan \phi^\zeta = \frac{\partial \tau}{\partial \zeta}$. A representação da envoltória de

resistência ao cisalhamento do solo não saturado considerando-se as proposições tradicionais de Bishop e Blight (1963) e de Fredlund *et al.* (1978) pode ser alcançada através das seguintes correlações:

$$\chi_f (u_a - u_w) \tan \phi' = \zeta \tan \phi^\zeta = \zeta \frac{\partial \tau}{\partial \zeta} \quad (3.3)$$

$$\tan \phi^b = \frac{\zeta \tan \phi^\zeta}{(u_a - u_w)} \quad (3.4)$$

onde o termo $(u_a - u_w)$ denota a magnitude da sucção mátrica na ruptura da amostra. No presente trabalho, a sucção mátrica foi avaliada ao final do ensaio de cisalhamento através do método do papel filtro.

A metodologia adotada para avaliação da resistência ao cisalhamento contemplou a execução de uma bateria de 48 ensaios de cisalhamento direto com deslocamento imposto com amostras na condição de umidade natural e inundadas, e um conjunto composto por 4 ensaios com força cisalhante imposta e 4 ensaios com deslocamento imposto em amostras na umidade natural todas coletadas do bloco 6.

O procedimento dos ensaios com força cisalhante imposta consistiu, basicamente, na aplicação de uma força horizontal à caixa de cisalhamento, medindo-se a resposta de deslocamento do solo mediante a mobilização das tensões ao longo do tempo até a estabilização dos deslocamentos para o respectivo carregamento. O carregamento horizontal subsequente somente foi aplicado após a estabilização dos deslocamentos por um período mínimo de 2 horas. Objetivou-se com este procedimento simular, a princípio, uma situação de solicitação do solo mais próxima da realidade no campo (embora na realidade, o solo no campo está submetido a um determinado estado de tensão total e a magnitude de sucção mátrica varia ao longo do tempo dependendo das épocas de estiagem e de chuvas).

3.2. AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS HIDROMECÂNICAS DO MODELO

3.2.1. Caracterização Granulométrica

A caracterização granulométrica seguiu os critérios da NBR 7181/1984.

3.2.2. Curva de Retenção de Umidade do Solo

A curva de retenção de umidade do solo foi determinada utilizando-se ensaio em colunas comunicantes (Furlan, 2008). Três colunas comunicantes foram utilizadas, sendo a central preenchida com a areia na densidade desejada e nas outras duas colunas adjacentes foi mantido onível d'água constante em torno de 2cm em relação à base das colunas. Após 72 horas foram coletadas amostras de diferentes alturas para cálculo da umidade em diferentes profundidades. Foram coletadas três amostras em cada altura, mediu-se a quantidade de água e peso do solo seco em cada uma delas e obteve-se a média das umidades para cada profundidade.

3.2.3. Avaliação da Condutividade Hidráulica à Carga Constante

A condutividade hidráulica saturada da areia foi estimada a partir de ensaios em permeâmetro de carga constante.

3.2.4. Cisalhamento Direto

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com deslocamento imposto em seis amostras de areia moldadas na densidade desejada. Para cada ensaio utilizou-se tensões normais entre 20 e 120kPa.

3.2.5. Calibração da Densidade da Areia

A densidade da areia foi calibrada a partir da altura e vazão de queda. Com um funil de vazão de queda apropriada, foram realizadas chuvas de areia com diferentes alturas de queda em um recipiente com volume conhecido. Com a medida do peso após o preenchimento do recipiente, obteve-se a densidade do solo depositado.

3.3.DEFINIÇÃO DOS FATORES DE SIMILITUDE PROTÓTIPO/ MODELO

Caso dois processos físicos sejam similares entre si, é possível prever o comportamento de um deles a partir do conhecimento do comportamento do outro. Esta equivalência de comportamento é observada a partir da similitude física entre os dois processos. Essa similitude é garantida a partir da definição de fatores de escala que relacionam os respectivos processos de interesse. Para que exista similitude física entre um modelo e um protótipo é necessário que as grandezas físicas correspondentes apresentem similitude geométrica, cinemática e dinâmica.

A similitude geométrica entre protótipo e modelo é garantida com a observação de um fator de escala relacionando as dimensões do protótipo às dimensões do modelo. A similitude cinemática é garantida com a observação de um fator de escala relacionando a aceleração a qual o protótipo está submetido à aceleração imposta ao modelo. Neste aspecto, existem duas possibilidades de similitude. A primeira consiste na similitude entre protótipo e modelo obtida pela imposição de uma mesma aceleração a ambos (gravidade terrestre). A segunda possibilidade de similitude baseia-se na submissão do modelo a campos de aceleração maiores que a magnitude da aceleração do protótipo. Caso o modelo e o protótipo sejam constituídos pelo mesmo material, a imposição de uma mesma aceleração induz a uma diminuição dos campos de tensão no modelo na mesma proporção do fator de escala geométrico adotado. Em contrapartida, adotando-se a similitude cinemática igual a similitude geométrica, induz-se no modelo reduzido campos de tensão similares aos existentes no protótipo. Em geral, este tipo de similitude somente é alcançado com a indução de campos e aceleração no modelo por centrífugas de grande porte. No presente trabalho será admitida uma similitude cinemática unitária, ou seja, os modelos serão testados na gravidade terrestre.

A similitude dinâmica é garantida se existe um fator de escala constante entre as forças atuantes no protótipo e as forças atuantes no modelo. Estas forças podem estar relacionadas com peso próprio, viscosidade, forças de percolação ou qualquer outra tipo de força que se deseje escalar.

3.3.1.Fatores de Escala para Similitude Geométrica

A similitude geométrica entre protótipo e modelo é obtida pela observância de uma relação constante entre as dimensões do protótipo e as dimensões do modelo de dois segmentos homólogos (segmentos que têm a mesma posição relativa). É importante observar que as unidades de comprimento devem ser compatíveis para que seja garantida a similitude.

Portanto, sendo L_p uma determinada dimensão do protótipo, a similitude geométrica entre protótipo e modelo será dada por:

$$\lambda = \frac{L_p}{L_m} \quad (3.5)$$

Onde λ é o fator de escala geométrico adotado e L_m é o comprimento necessário do segmento homólogo do modelo para garantia da similitude geométrica. A definição do fator de escala a ser adotado na modelagem física dependerá do tipo de similitude cinemática adotada, do tipo de similitude entre materiais constituintes do protótipo e do modelo, e do tipo de instrumentação a ser utilizada para avaliação do desempenho do modelo testado. Geralmente, quando opta-se por uma modelagem com fator de escala cinemático unitário (ambos, protótipo e modelo, na gravidade terrestre), a definição da magnitude do fator de escala geométrico deverá levar em consideração a necessidade ou não de mudança de material de constituição do modelo, bem como a limitação de interferência da presença da instrumentação na resposta do processo físico de interesse.

Mantendo-se constante o fator de escala geométrico, a relação de escala entre áreas homólogas do protótipo e do modelo é igual a:

$$\frac{A_p}{A_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} = \frac{(\lambda L_m)^2}{L_m^2} = \lambda^2 \quad (3.6)$$

Onde:

A_p é a área do protótipo e A_m é a área do modelo. Similarmente, a relação de escala entre dois volumes homólogos será igual a:

$$\frac{V_p}{V_m} = \lambda^3 \quad (3.7)$$

Onde:

V_p é o volume do protótipo e V_m o volume do modelo.

3.3.2.Fatores de Escala para Similitude Cinemática e Dinâmica

Como discutido anteriormente, a similitude cinemática relaciona-se com os campos de aceleração e velocidade aos quais protótipo e modelo estão submetidos. Especificamente neste caso, o fator de escala para os campos de aceleração (N) é imposto igual a um. Matematicamente, tem-se:

$$\frac{a_p}{a_m} = N = 1 \quad (3.8)$$

Onde:

a_p é a aceleração do protótipo e a_m é a aceleração do modelo.

Supondo que protótipo e modelo são constituídos por materiais com densidades similares, a adoção de um fator de escala cinemático unitário induz obrigatoriamente a um fator de escala dinâmico relacionando as forças do protótipo às do modelo (F_p/F_m) igual a λ^3 . Consequentemente, a similitude entre os campos de tensão homólogos do protótipo e do modelo será matematicamente igual a:

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{(F_p/A_p)}{(F_m/A_m)} \quad (3.9a)$$

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{(\lambda^3 F_m/F_m)}{(\lambda^2 A_m/A_m)} = \lambda \quad (3.9b)$$

Onde σ_p denota o campo de tensão no protótipo e σ_m o campo de tensão homólogo no modelo. A Equação 3.9b indica que, impondo-se uma similitude cinemática unitária, os

campos de tensão no modelo serão λ vezes menores que os campos de tensão homólogos do protótipo. É interessante de se notar que, caso o campo de aceleração imposto ao modelo fosse igual ao fator de escala geométrico adotado, a similitude entre os campos de tensão homólogos do protótipo e do modelo seria unitária, ou seja, $\sigma_p = \sigma_m$. Este é o objetivo perseguido com modelos físicos centrífugados.

Apresenta-se na Tabela 3.1, um resumo dos fatores de escala deduzidos para similitude cinemática unitária.

Tabela 3.1. Parâmetros de similitude modelo-protótipo. Fonte: Adaptado de Dell'Avanzi et al. (2006)

Grandeza	Fator de escala (protótipo/modelo)
Aceleração	1
Comprimento	λ
Área	λ^2
Volume	λ^3
Força	λ^3
Densidade	1
Massa	λ^3
Peso Específico	1
Tensão	λ
Ângulo de Atrito	1
Porosidade	1
Módulo de Elasticidade	λ
Intercepto Coesivo	λ
Inércia	λ^4

3.3.3. Fatores de Escala para Similitude de Sucção Mátrica

A garantia de similitude de sucção mátrica entre modelo e protótipo é um dos aspectos mais complexos de ser executado em laboratório. Estudos teóricos publicados por Dell'Avanzi et al. (2004) sobre fatores de escala para fluxo não saturado em ambientes de gravidade induzida (ensaios centrífugados) indicam que, mesmo utilizando material idêntico de composição, a variação da gravidade induzida ao longo do raio de giro da centrífuga induz a fatores de escala de sucção mátrica menores que a unidade ao longo do modelo. Dell'Avanzi et al. (2004) mostra que para garantia da similitude entre os perfis de sucção do protótipo e do modelo, o comprimento do modelo não pode ultrapassar $1/10$ do comprimento do raio da centrífuga.

A similitude do perfil de sucção mátrica entre trechos homólogos do protótipo e do modelo com a imposição de similitude cinemática unitária envolve a definição de uma função de similitude relacionando as respectivas curvas de retenção de umidade dos solos. A metodologia desenvolvida inclui a definição das CRUS em termos de grau de saturação para isolar o efeito da diferença das porosidades dos solos que compõem o protótipo e o modelo respectivamente. A similitude de sucção é observada matematicamente por:

$$\frac{\psi(S)_p}{\psi(S)_m} = \xi(\psi) \quad (3.10)$$

onde ψ_p é a sucção mátrica do protótipo, ψ_m a sucção mátrica em um ponto homólogo do modelo e $\xi(\psi)$ é a função de similitude da sucção.

Geralmente, a tarefa de obtenção de similitude da sucção mátrica apresenta-se árdua, envolvendo a necessidade de fabricação do material do modelo com porcentagens específicas de diâmetros de partículas definidas experimentalmente em laboratório para descrição escalada da CRUS do protótipo. Esta tarefa é ainda somente possível para materiais com faixas granulométricas muito próximas (e.g. similitude entre areias finas e areias grossas sem finos). Observa-se, entretanto, que mesmo garantindo a similitude de magnitude entre alturas capilares, infelizmente não se pode garantir que as trajetórias de umedecimento e secagem em ciclos (caminho percorrido da curva de umedecimento para a de secagem e vice-versa) sejam as mesmas, uma vez que a conectividade entre macroporos e microporos não há como ser respeitada durante a similitude. Considerando essas limitações físicas na interpretação dos resultados experimentais, os resultados da modelagem física podem perfeitamente serem utilizados para a calibração e validação de ferramentas numéricas e de modelos numéricos complexos.

3.3.4. Fatores de Escala para Similitude de Condutividades Hidráulicas (Funções-k)

Similarmente ao procedimento de similitude da CRUS, a similitude da função de condutividade hidráulica do protótipo pode ser alcançada na modelagem de solos granulares contidos na mesma parcela granulométrica ou em parcelas granulométricas contíguas (e.g. similitude entre areias finas e areias grossas; similitude entre areias grossas e pedriscos). Entretanto, para solos finos, uma vez que o arranjo de partículas (e conseqüente conectividade entre poros) depende de forças de superfície, a similitude tem que ser definida a partir de uma definição de uma função de correlação $\chi(\psi)$ que relaciona o comportamento das duas funções de condutividade hidráulicas. A similitude entre as condutividades hidráulicas saturadas dos solos constituintes do protótipo e do modelo deve ser obtida diretamente através da avaliação experimental das condutividades saturadas. Idealmente, a similitude entre as

condutividades hidráulicas não saturadas também deveria ser avaliada experimentalmente. Entretanto, devido a dificuldade de se avaliar experimentalmente valores de condutividade hidráulica não saturada, a similitude entre as condutividades não saturadas poderá ser obtida alternativamente através da razão entre as respectivas funções de condutividade hidráulica dadas por algum modelo matemático (e.g. modelos de Mualem-van Genuchten ou de Mualem-Burdine entre outros). Matematicamente, tem-se:

$$\chi(\psi) = \frac{k(\psi)_p}{k(\psi)_m} \quad (3.11)$$

onde $k(\psi)_p$ é a função de condutividade hidráulica do protótipo e $k(\psi)_m$ a função de condutividade hidráulica do modelo. Os valores da função $\chi(\psi)$ poderão variar algumas ordens de magnitude e deverão descrever inclusive o efeito de cruzamento entre as curvas das funções de condutividades hidráulicas não saturadas de argilas e areias para altas magnitudes de sucção mátrica (princípio de funcionamento de uma barreira capilar). Visando a determinação experimental de condutividades hidráulicas não saturadas, o LAGEMA desenvolveu um permeâmetro tipo EDA (Dell'Avanzi, 2004) para determinação acelerada da condutividade não saturada de solos utilizando-se centrífugas geotécnicas.

3.3.5. Fatores de Escala para Similitude de Velocidades de Fluxo Macroscópico¹

A similitude entre as velocidades de fluxo macroscópico entre dois pontos homólogos do protótipo e do modelo baseia-se no princípio de validade da lei de Darcy na descrição de fluxo não saturado. Substituindo-se a relação de similitude, tem-se que a similitude entre velocidades será matematicamente igual a:

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{k(\psi)_p i_p}{k(\psi)_m i_m} \quad (3.12a)$$

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{k(\psi)_p \left(\frac{\partial h}{\partial L} \right)_p}{k(\psi)_m \left(\frac{\partial h}{\partial L} \right)_m} \quad (3.12b)$$

¹ O termo “velocidade de fluxo macroscópica” indica que a trajetória macroscópica da uma molécula de água através do solo é retilínea. A velocidade de fluxo microscópica ou de percolação será função da unidade volumétrica do solo, matematicamente igual a $v_s = v/\theta$ [ver Dell'Avanzi (2006)].

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{k(\psi)_p \frac{\partial}{\partial L_p} \left(L_p + \frac{1}{\gamma_w} \psi_p \right)}{k(\psi)_m \frac{\partial}{\partial L_m} \left(L_m + \frac{1}{\gamma_w} \psi_m \right)} \quad (3.12c)$$

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{k(\psi)_p \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi_p}{\partial L_p} \right)}{k(\psi)_m \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi_m}{\partial L_m} \right)} \quad (3.12d)$$

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{\chi(\psi) k(\psi)_m \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \xi(\psi) \psi_m}{\lambda \partial L_m} \right)}{k(\psi)_m \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi_m}{\partial L_m} \right)} \quad (3.12e)$$

A Equação 3,12 é o fator de escala que garante a similitude entre protótipo e modelo constituídos com materiais diferentes. Analisando esta equação pode-se observar que, caso a função de similitude $\xi(\psi)$ tenda a ser igual a λ (similitude direta entre as alturas capilares dos materiais constituintes do protótipo e do modelo), a similitude de velocidade de fluxo macroscópico torna-se igual a:

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{\chi(\psi) k(\psi)_m \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\lambda \partial \psi_m}{\lambda \partial L_m} \right)}{k(\psi)_m \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi_m}{\partial L_m} \right)} \quad (3.13a)$$

$$\frac{v_p}{v_m} = \chi(\psi) \quad (3.13b)$$

A Equação 3.13 indica que a similitude entre velocidades de fluxo é ditada pela função de similitude entre as condutividades hidráulicas dos solos constituintes do protótipo e do modelo. Nesta situação, a similitude entre as velocidades de percolação será garantida por:

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{\chi(\psi)}{\xi(\psi)} \quad (3.14)$$

Analisando a Equação 3.14 pode-se observar a vantagem de se escalar as alturas capilares do modelo na definição do fator de escala entre as velocidades de fluxo macroscópico. Em geral, observa-se que perto da saturação, a velocidade macroscópica do modelo tende a ser superior que a respectiva velocidade do protótipo, enquanto que para umidades próximas da residual, as velocidades do protótipo tendem a ser superiores às do modelo.

3.3.6. Fatores de Escala para Similitude de Precipitação

Um dos grandes desafios na modelagem física de estruturas geotécnicas é a necessidade de se escalar a chuva em ambiente laboratorial. Torna-se necessário a definição de fatores de escala que relacionem o diâmetro da gota, a precipitação, e a intensidade da chuva.

Um fato importante que não há como ser controlado em laboratório é o processo de colisão – coalescência e o processo de interceptação de parte da precipitação. O processo de colisão ocorre devido à predominância dos efeitos gravitacionais sobre as gotas de chuva. Devido à maior massa, as gotas maiores caem mais rápido que as gotas menores, iniciando um processo gradativo de colisão e ganho de massa com a adsorção das gotas menores ao longo de sua trajetória. Este processo induz a um ganho de massa e, por conseguinte, um aumento na velocidade de queda da gota. O processo de interceptação de parte da precipitação relaciona-se à presença de vegetação ao longo do talude. Tal efeito ainda não foi escalado em laboratório pela equipe de pesquisadores do LAGEMA. Dentre todos os aspectos de constituição de uma chuva, o principal desafio é conseguir a similitude geométrica no tamanho de gota. Esta similitude pode ser definida comparando-se as velocidades terminais das gotas no campo e no laboratório. No presente trabalho optou-se por assumir um diâmetro de gota característico de uma precipitação moderada a forte (diâmetros de gota variando entre 8 e 15 mm) e uma altura potencial relativa ao posicionamento da base das nuvens no campo (altura estimada a partir de observações de campo). Nesse aspecto a equipe de pesquisadores do LAGEMA desenvolveu bicos nebulizadores que induzem gotas com cerca de 7µm de diâmetro. O diâmetro das gotas nebulizadas pode ser diminuído com o aumento da pressurização da linha. Similarmente ao tamanho da gota, pode-se por análise dimensional, escalar a altura pluviométrica e a intensidade das chuvas. Considerando a definição de altura pluviométrica como a razão entre o volume de água precipitado por área de precipitação, a similitude entre as alturas pluviométricas de áreas homólogas do protótipo e do modelo é matematicamente igual a:

$$\frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{V_p}{A_p} \frac{A_m}{V_m} \quad (3.15a)$$

$$\frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{\lambda^3 V_m}{\lambda^2 A_m} \frac{A_m}{V_m} \quad (3.15b)$$

$$\frac{\rho_p}{\rho_m} = \lambda \quad (3.15c)$$

Onde ρ_p e ρ_m são as alturas pluviométricas do protótipo e do modelo respectivamente. A intensidade da chuva se relaciona com o tempo de uma determinada precipitação. Caso o tempo de precipitação sobre o modelo seja imposto como λ vezes menor que o tempo de precipitação sobre o protótipo, a relação de similitude entre intensidades será matematicamente igual a:

$$\frac{I_p}{I_m} = \frac{\rho_p / t_p}{\rho_m / t_m} \quad (3.16a)$$

$$\frac{I_p}{I_m} = \frac{\lambda \rho_m / \lambda t_m}{\rho_m / t_m} \quad (3.16b)$$

$$\frac{I_p}{I_m} = 1 \quad (3.16c)$$

A Equação 3.16 indica que as intensidades serão equivalentes. Alternativamente pode-se avaliar os tempos de precipitação através da análise dimensional das velocidades terminais das gotas do protótipo e do modelo e respectiva distância de queda. Neste caso o tempo de precipitação passa a possuir uma similitude igual a:

$$\frac{t_{pre,protypo}}{t_{pre,modelo}} = \frac{\lambda}{\sqrt{\lambda}} \quad (3.17)$$

4. COMPONENTE EXPERIMENTAL

4.1. AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E HIDRO-MECÂNICAS DO PROTÓTIPO – ENCOSTA NATURAL

Apresenta-se na Tabela 4.1 um resumo dos índices físicos aferidos para os seis blocos coletados. Da análise dos resultados, chama-se a atenção para o elevado grau de saturação do material coletado (valor mínimo igual a 89,4% e valor máximo igual a 98,1%) e magnitudes de índices de vazios superiores a 1 em cinco dos seis blocos coletados. Estas informações indicam que a camada de solo superficial ao longo de toda a encosta apresenta-se naturalmente saturada ou quasi-saturada.

Tabela 4.1 – Tabela dos índices físicos estimados para cada bloco.

Índices físicos				
BLOCO	G	e	w	S
1	2,644	1,25	44,3%	93,7%
2	2,642	1,29	42,9%	87,9%
3	2,713	0,99	35,8%	98,1%
4	2,640	1,16	40,6%	92,4%
5	2,461	1,14	42,4%	91,5%
6	2,614	1,31	44,8%	89,4%

Apresentam-se nas Figuras 4.1 a 4.12 as curvas resultantes dos ensaios de adensamento dos seis blocos coletados. Analisando-se as curvas $e \times \log \sigma_v$ pode-se observar que as curvas dos blocos 2 e 3 apresentaram uma variação abrupta de índice de vazios nos estágios iniciais de carregamento, indicando com isto, uma possibilidade de colapso da amostra. Apresentam-se na Tabela 4.2 os valores calculados de índice de compressão e de recompressão, incluindo a tensão de pré-adensamento estimada pelo método proposto por Pacheco Silva (1970). Pode-se observar que, enquanto os valores de índice de compressão variaram consideravelmente entre 0,3322 (bloco 3) a 0,6644 (bloco 2), as magnitudes de índice de recompressão variaram entre 0,0443 (blocos 1, 2, 3, 5 e 6) e 0,0332 (bloco 4).

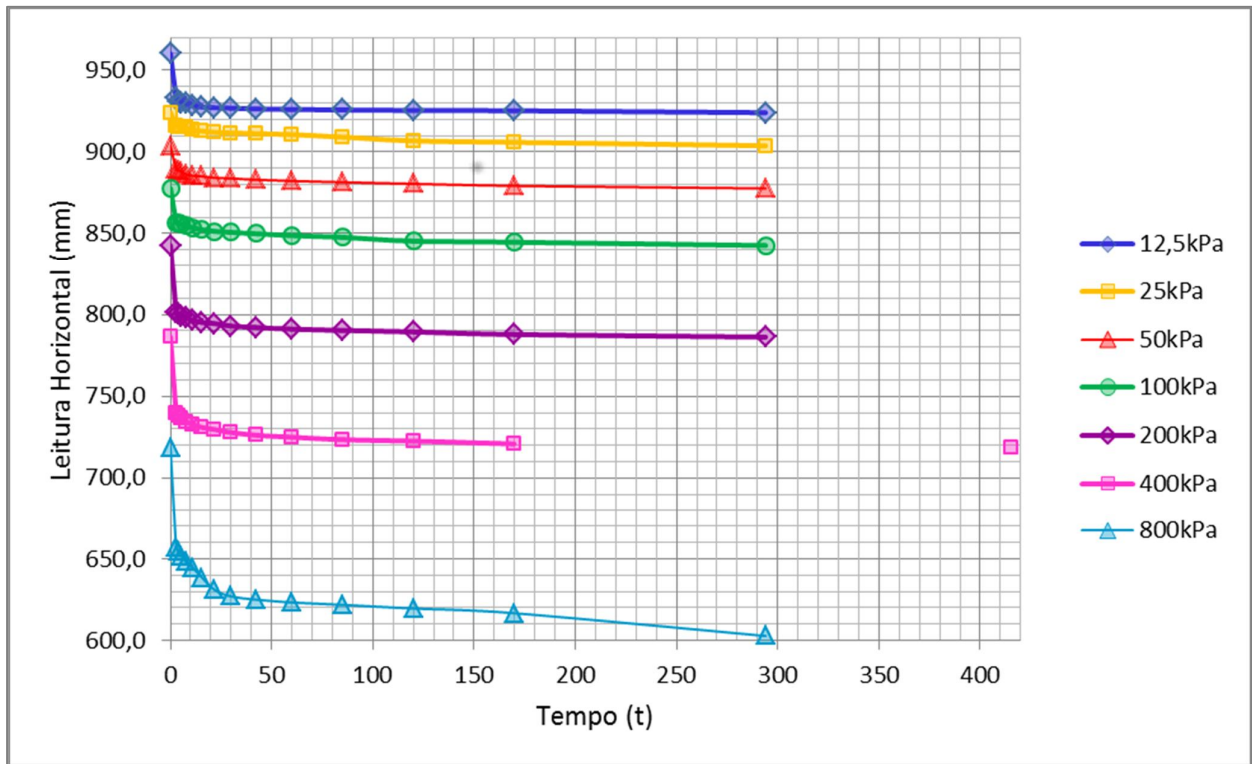


Figura 4.1 – Resultados do ensaio de adensamento – Bloco 1

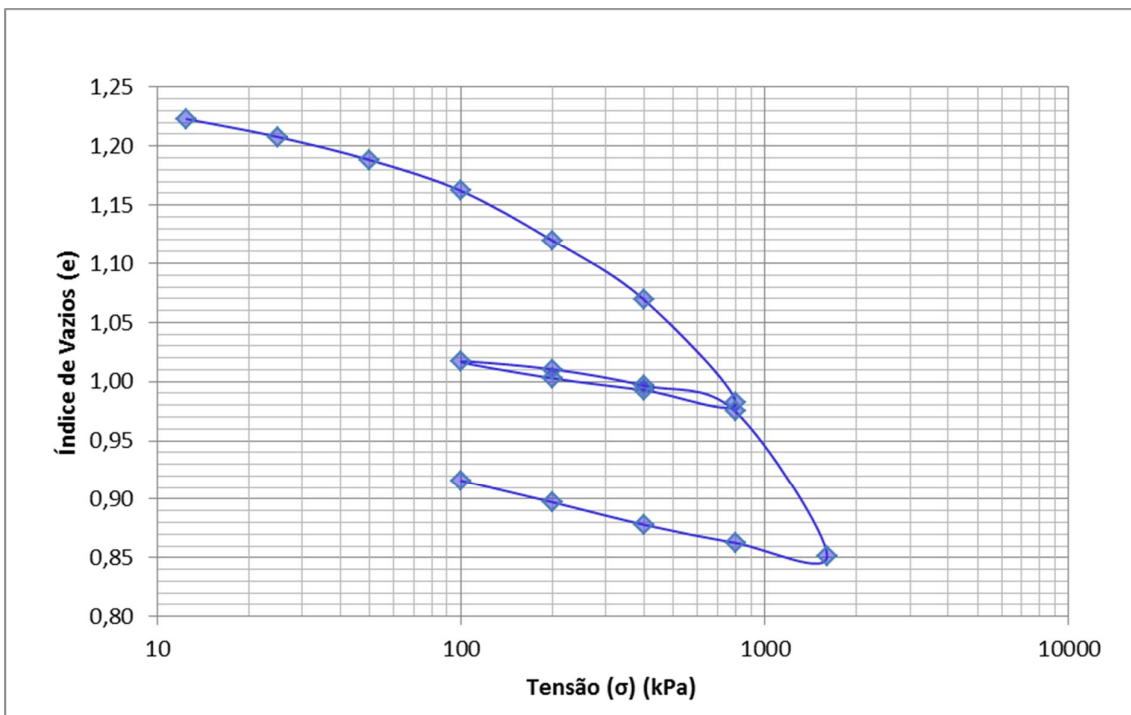
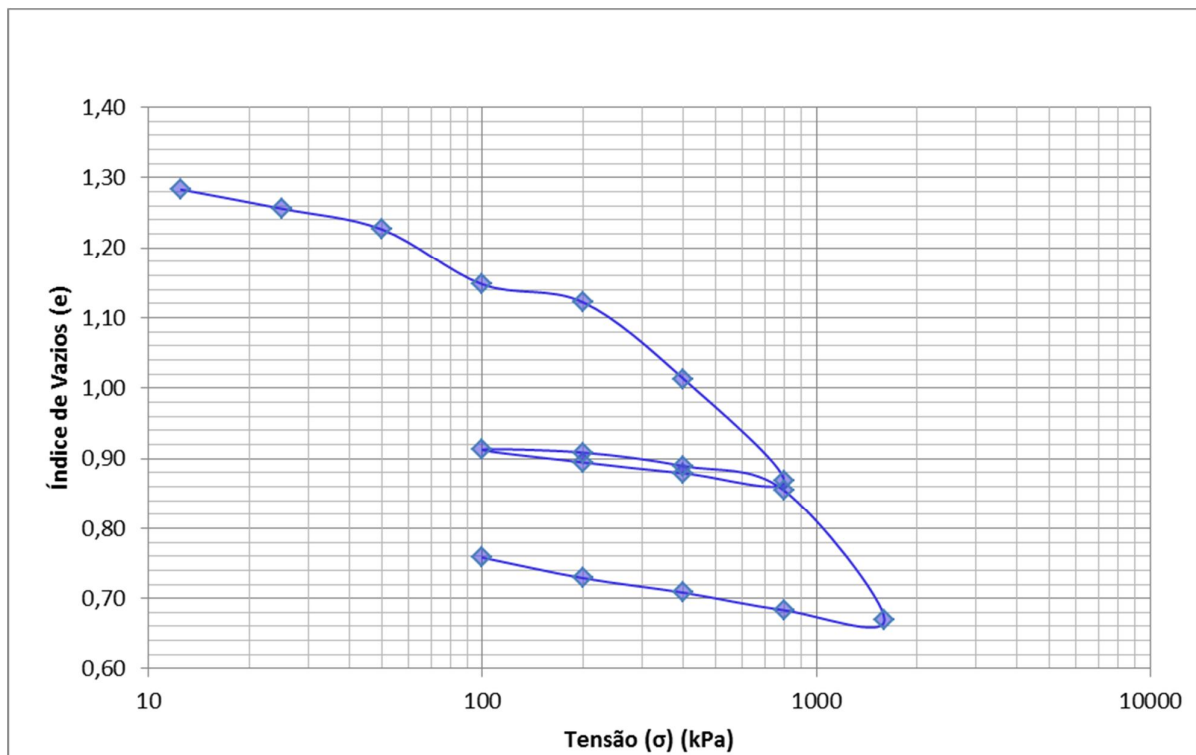
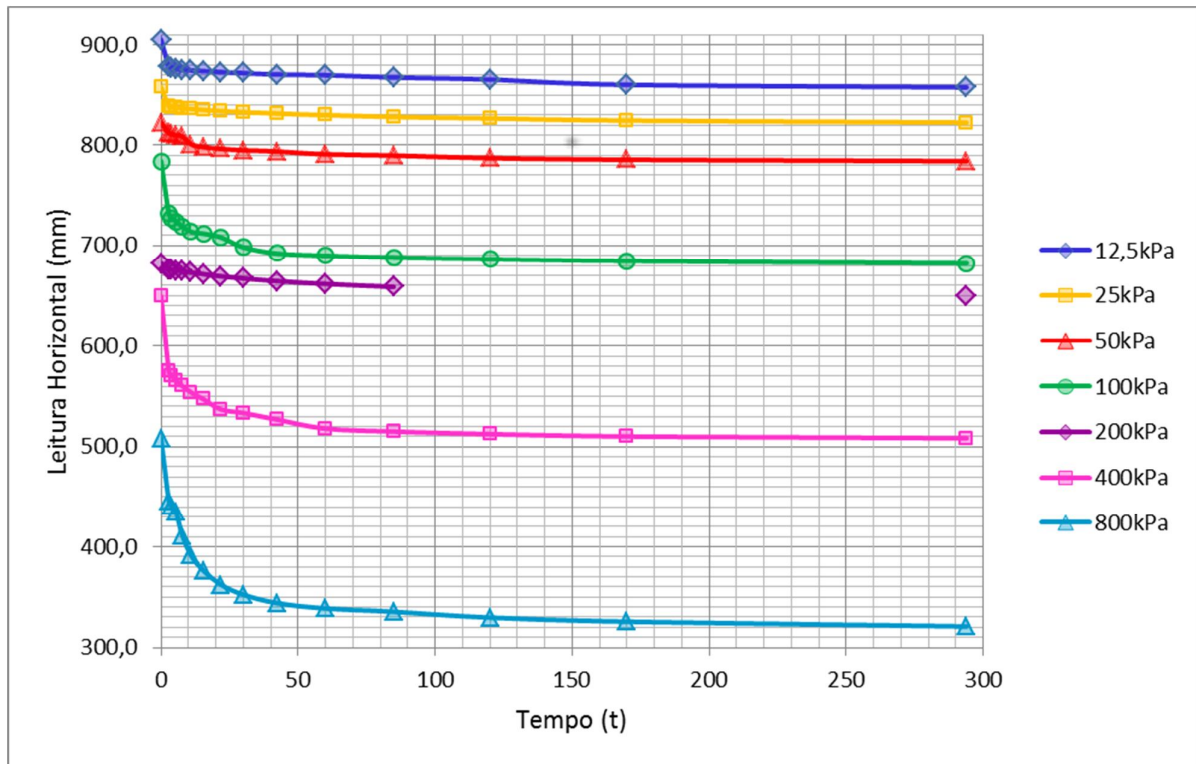


Figura 4.2 – Curvas $e \times \log \sigma_v$ do bloco 1 (tensão de pré-adensamento ≈ 390 kPa)



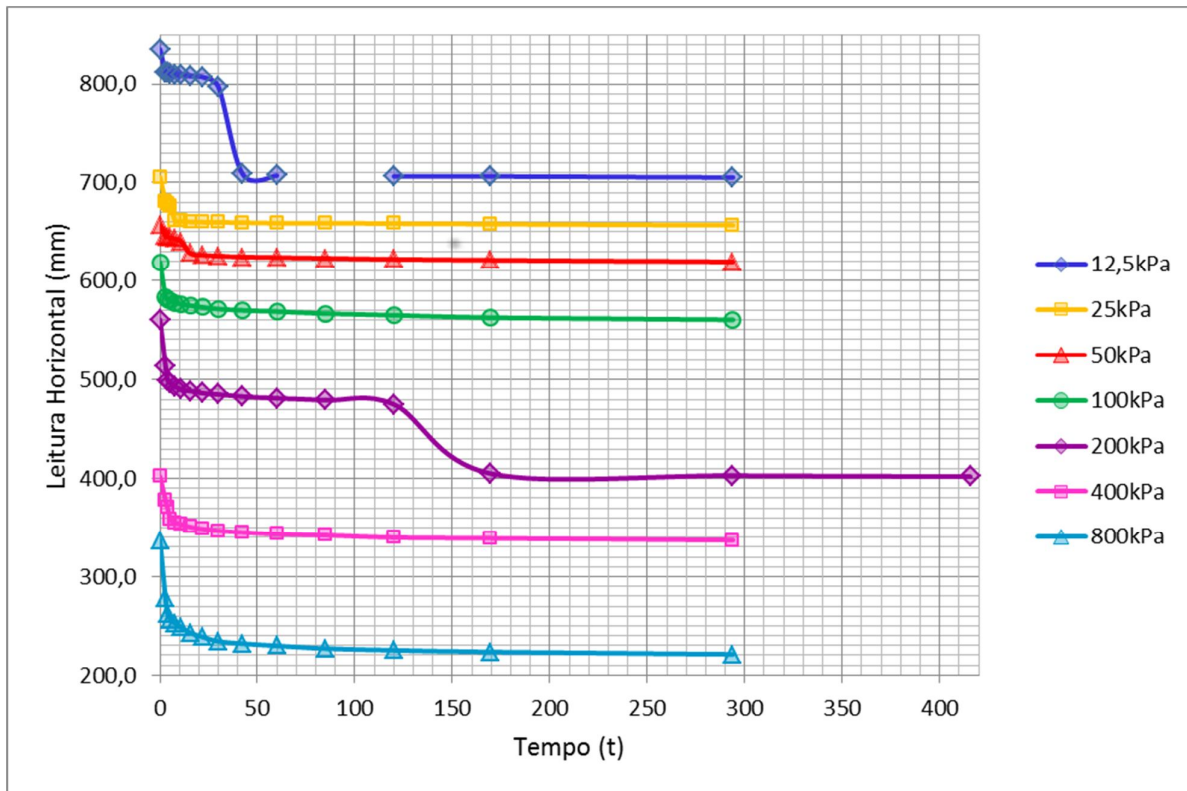


Figura 4.5 – Resultados do ensaio de adensamento – Bloco 3

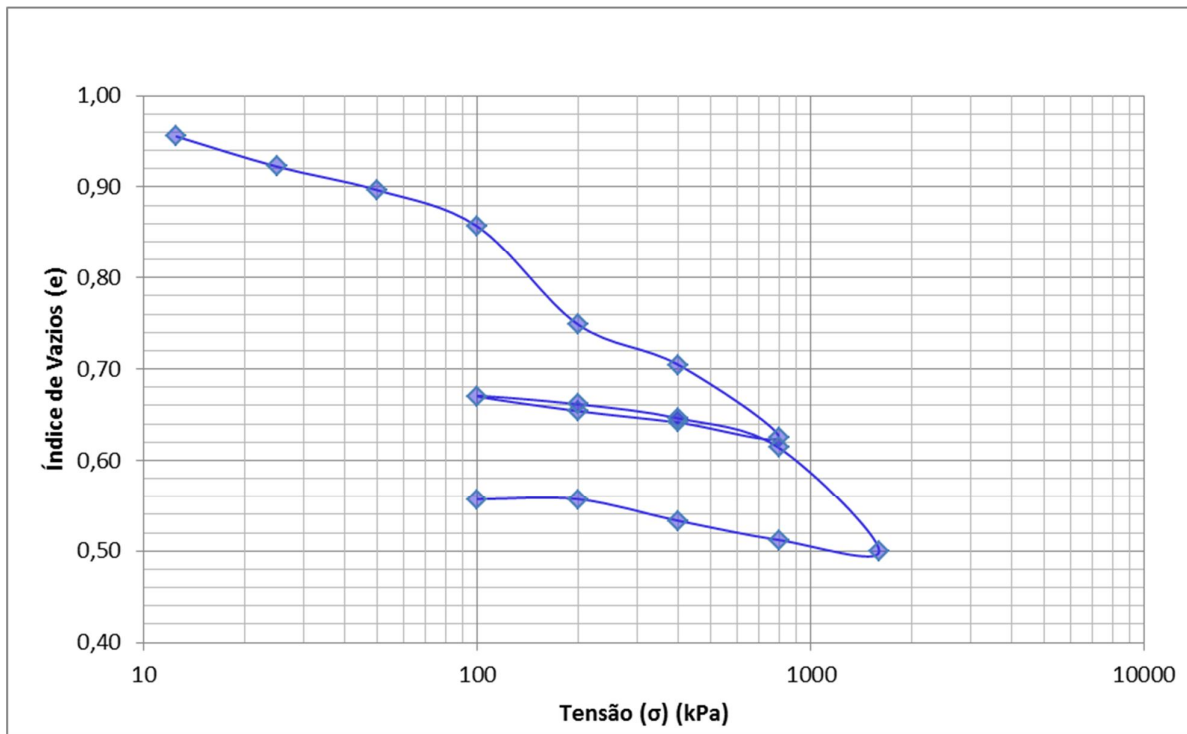
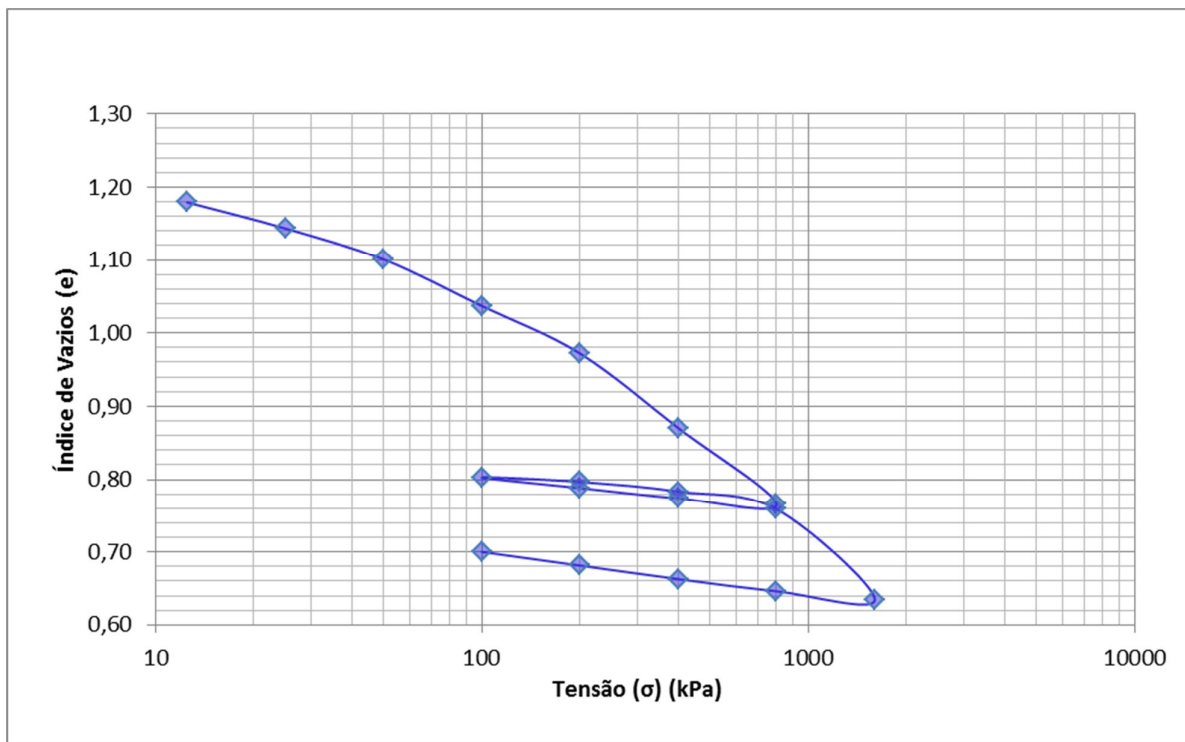
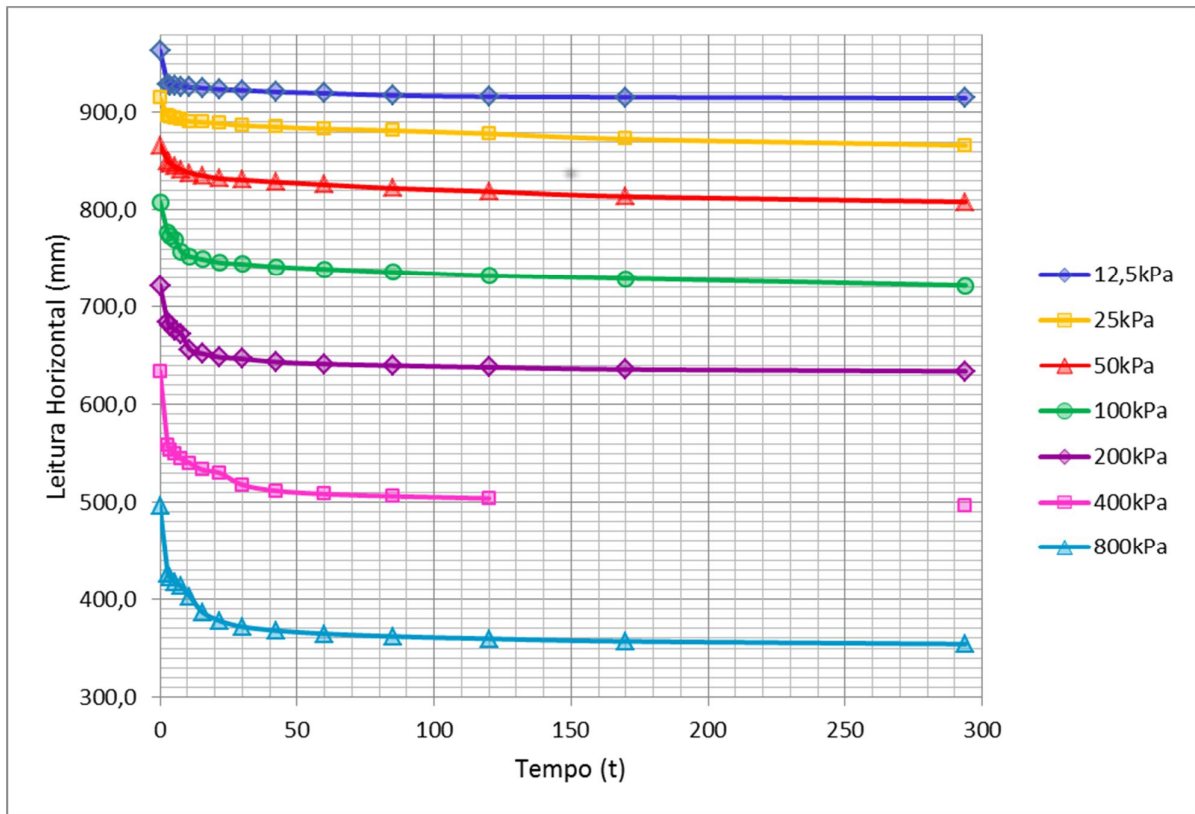


Figura 4.6 – Curvas $e \times \log \sigma_v$ do bloco 3 (tensão de pré-adensamento ≈ 170 kPa)



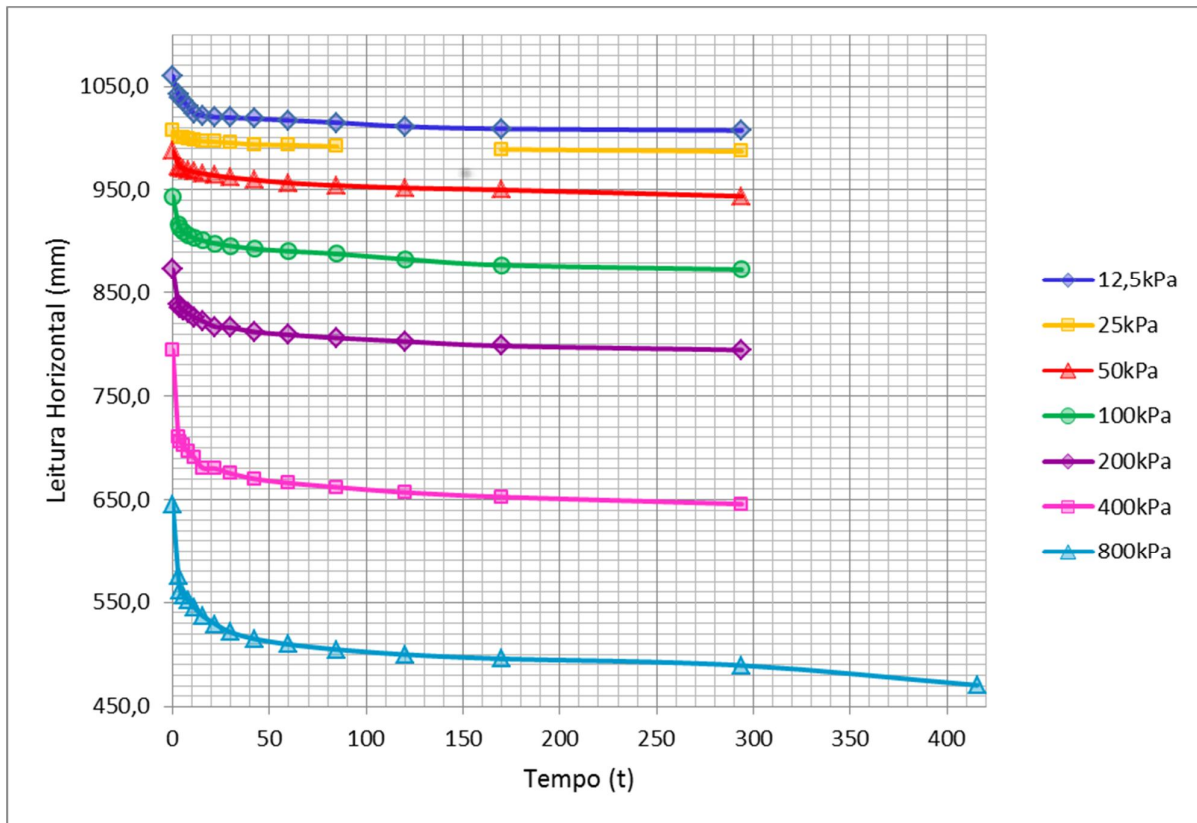


Figura 4.9 – Resultados do ensaio de adensamento – Bloco 5

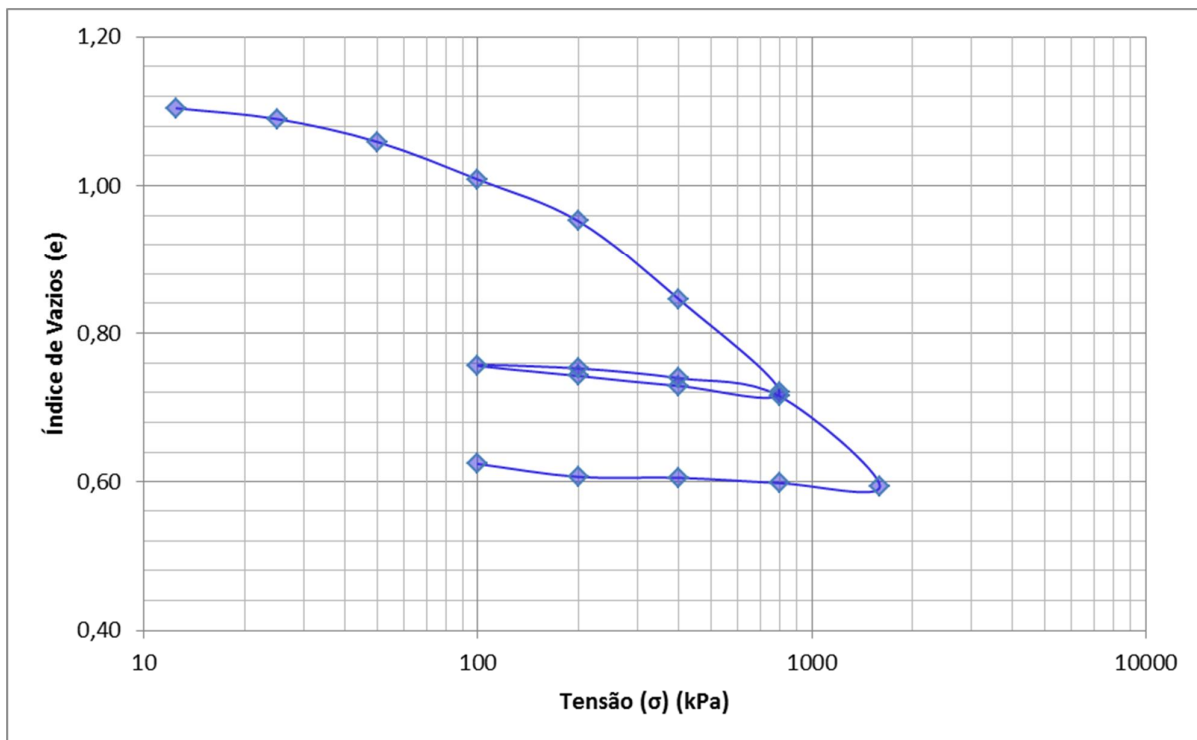


Figura 4.10 – Curvas e x $\log \sigma_v$ do bloco 5 (tensão de pré adensamento ≈ 160 kPa)

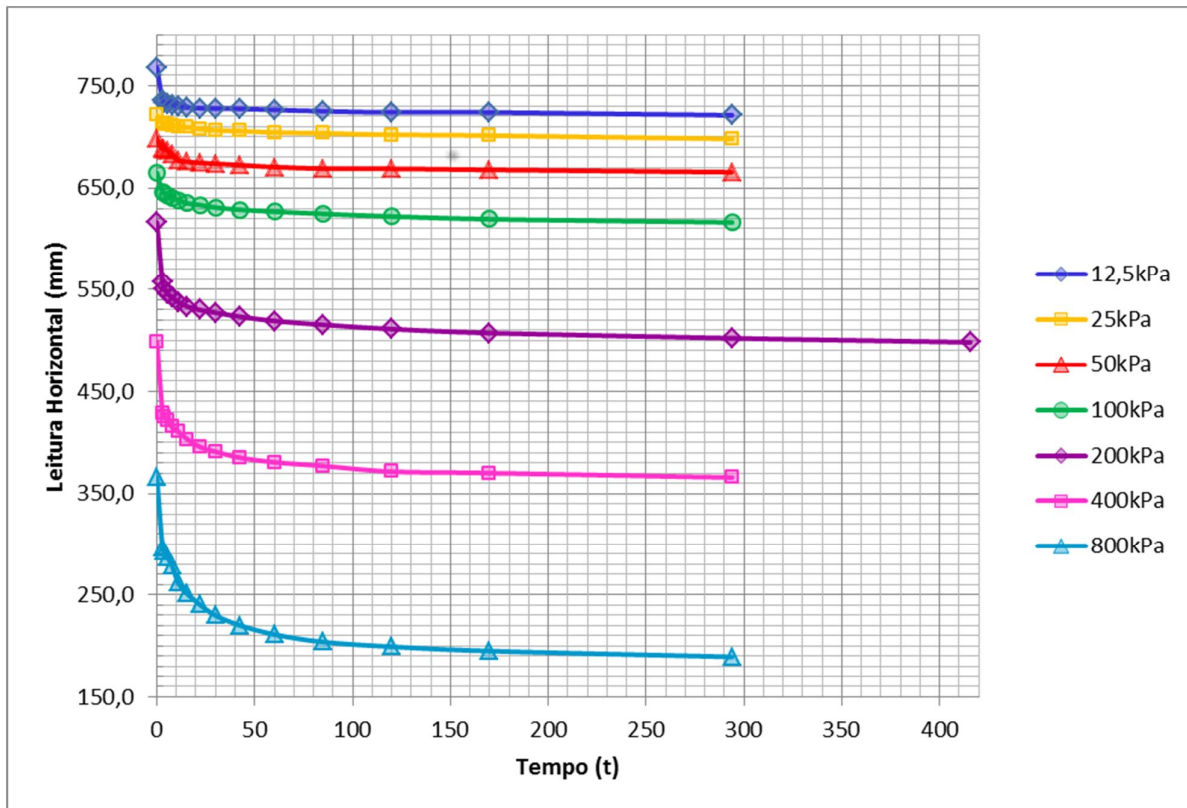


Figura 4.11 – Resultados do ensaio de adensamento – Bloco 6

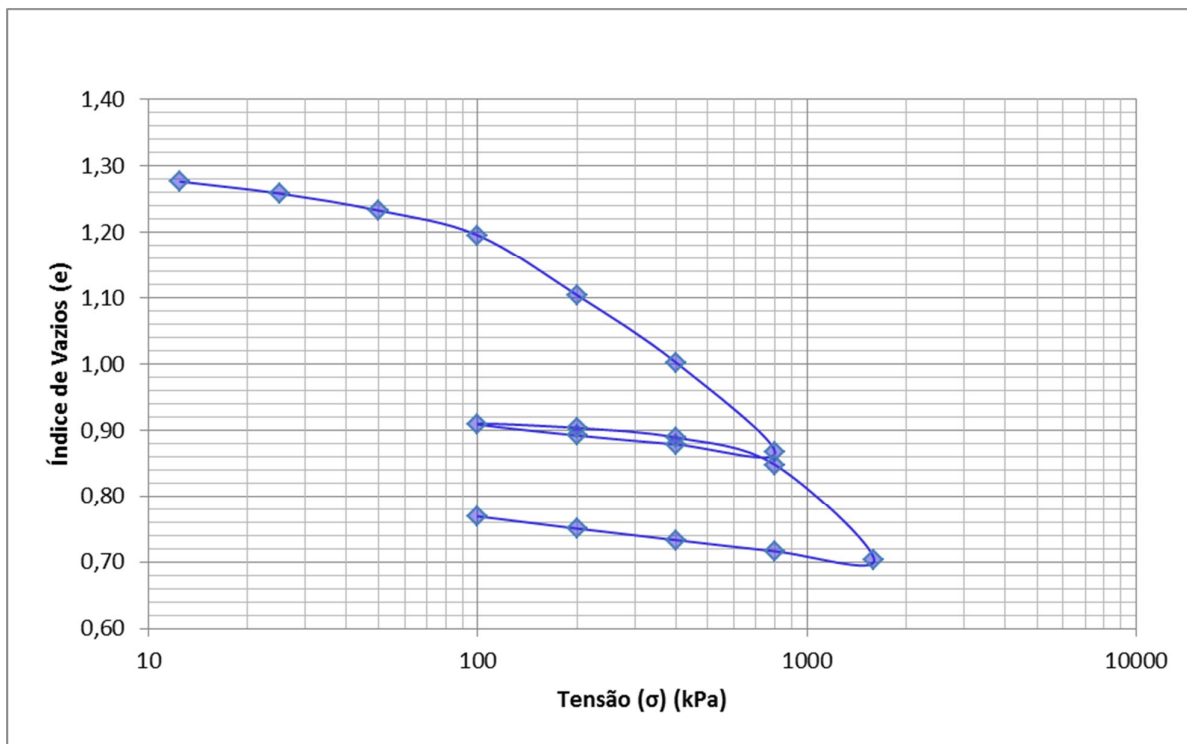


Figura 4.12 – Curvas e x $\log \sigma_v$ do bloco 6 (tensão de pré-adensamento ≈ 165 kPa)

Tabela 4.2 - Resumo dos ensaios de adensamento da encosta natural

BLOCO	Cc	Cr	σ_{ocr} (kPa)
1	0,43	0,04	390
2	0,66	0,04	200
3	0,33	0,04	170
4	0,39	0,03	120
5	0,43	0,04	160
6	0,49	0,04	165

As magnitudes de tensões de pré-adensamento variaram entre 120 kPa e 390 kPa. Uma hipótese para estas magnitudes de tensão de pré-adensamento é a possibilidade de estarem relacionadas com a variabilidade sazonal do lençol freático ao longo da encosta ocasionada por períodos longos de estiagem.

Apresentam-se nas Tabelas 4.3 a 4.8 um resumo dos cálculos para estimativa da condutividade hidráulica saturada das respectivas amostras ensaiadas dos seis blocos. Os resultados indicam que para tensões normais efetivas iguais a 12,5 kPa a condutividade hidráulica saturada é da ordem de 2×10^{-8} m/s. Para os estágios sucessivos de carregamento, os resultados indicam de forma geral que a magnitude da condutividade hidráulica tende a decrescer a um valor limite da ordem de 1×10^{-9} m/s a partir de 400 kPa de carregamento.

Tabela 4.3 – Estimativa de C_v e k_{sat} para o bloco 1

BLOCO 1 - Estimativa do coeficiente de adensamento (C_v) e condutividade hidráulica saturada (k_{sat})									
σ'	H_0 (cm)	H (m)	t_{90} (s)	C_v (m ² /s)	e_0	ef	δe	av	k_{sat} (m/s)
12,5kPa	0,3000	0,0150	13,69	1,56E-05	1,25	1,22	-0,03	2,40E-03	1,67E-08
25kPa	0,2964	0,0148	14,44	1,44E-05	1,22	1,21	-0,01	4,00E-04	2,60E-09
50kPa	0,2944	0,0147	10,89	1,89E-05	1,21	1,19	-0,02	4,00E-04	3,42E-09
100kPa	0,2918	0,0146	10,89	1,86E-05	1,19	1,16	-0,03	3,00E-04	2,54E-09
200kPa	0,2883	0,0144	10,89	1,81E-05	1,16	1,12	-0,04	2,00E-04	1,68E-09
400kPa	0,2826	0,0141	10,89	1,74E-05	1,12	1,07	-0,05	1,25E-04	1,03E-09
800kPa	0,2759	0,0138	10,89	1,66E-05	1,07	0,98	-0,09	1,13E-04	9,02E-10

Tabela 4.4– Estimativa de C_v e k_{sat} para o bloco 2

BLOCO 2 - Estimativa do coeficiente de adensamento (C_v) e condutividade hidráulica saturada (k_{sat})									
σ'	H_0 (cm)	H (cm)	t_{90} (s)	C_v (m ² /s)	e_0	ef	δe	av	k_{sat} (m/s)
12,5kPa	0,3000	0,0150	11,56	1,85E-05	1,29	1,26	-0,03	2,40E-03	1,94E-08
25kPa	0,2953	0,0148	11,56	1,79E-05	1,26	1,23	-0,03	2,40E-03	1,90E-08
50kPa	0,2918	0,0146	12,25	1,65E-05	1,23	1,20	-0,03	1,20E-03	8,88E-09
100kPa	0,2879	0,0144	11,56	1,70E-05	1,20	1,12	-0,08	1,60E-03	1,24E-08
200kPa	0,2777	0,0139	12,25	1,50E-05	1,12	1,10	-0,02	2,00E-04	1,41E-09
400kPa	0,2744	0,0137	11,56	1,55E-05	1,10	0,99	-0,11	5,50E-04	4,05E-09
800kPa	0,2603	0,0130	11,56	1,39E-05	0,99	0,85	-0,14	3,50E-04	2,45E-09

Tabela 4.5 – Estimativa de C_v e k_{sat} para o bloco 3

BLOCO 3 - Estimativa do coeficiente de adensamento (C_v) e condutividade hidráulica saturada (k_{sat})									
σ'	H_0 (m)	H (m)	t_{90} (s)	C_v (m ² /s)	e_0	ef	δe	av	k_{sat} (m/s)
12,5kPa	0,3000	0,0150	10,89	1,96E-05	0,99	0,96	-0,03	2,40E-03	2,37E-08
25kPa	0,2870	0,0144	13,69	1,43E-05	0,96	0,92	-0,04	1,60E-03	1,17E-08
50kPa	0,2822	0,0141	11,56	1,64E-05	0,92	0,90	-0,02	4,00E-04	3,41E-09
100kPa	0,2784	0,0139	10,89	1,69E-05	0,90	0,86	-0,04	4,00E-04	3,56E-09
200kPa	0,2725	0,0136	20,25	8,71E-06	0,86	0,75	-0,11	5,50E-04	2,58E-09
400kPa	0,2567	0,0128	42,25	3,70E-06	0,75	0,70	-0,05	1,25E-04	2,65E-10
800kPa	0,2502	0,0125	21,16	7,03E-06	0,70	0,63	-0,07	8,75E-05	3,62E-10

Tabela 4.6 – Estimativa de C_v e k_{sat} para o bloco 4

BLOCO 4 - Estimativa do coeficiente de adensamento (C_v) e condutividade hidráulica saturada (k_{sat})									
σ'	H_0 (m)	H (m)	t_{90} (s)	C_v (cm ² /s)	e_0	ef	δe	av	k_{sat} (cm/s)
12,5kPa	0,3000	0,0150	11,56	1,85E-05	1,22	1,18	-0,04	3,20E-03	2,67E-08
25kPa	0,2952	0,0148	12,25	1,69E-05	1,18	1,14	-0,04	1,60E-03	1,24E-08
50kPa	0,2903	0,0145	15,21	1,32E-05	1,14	1,10	-0,04	8,00E-04	4,92E-09
100kPa	0,2845	0,0142	12,25	1,57E-05	1,10	1,04	-0,06	6,00E-04	4,48E-09
200kPa	0,2759	0,0138	11,56	1,56E-05	1,04	0,97	-0,07	3,50E-04	2,68E-09
400kPa	0,2671	0,0134	12,25	1,38E-05	0,97	0,87	-0,10	2,50E-04	1,75E-09
800kPa	0,2533	0,0127	11,56	1,32E-05	0,87	0,77	-0,10	1,25E-04	8,81E-10

Tabela 4.7 – Estimativa de C_v e k_{sat} para o bloco 5

BLOCO 5 - Estimativa do coeficiente de adensamento (C_v) e condutividade hidráulica saturada (k_{sat})									
σ'	H_0 (m)	H (m)	t_{90} (s)	C_v (m ² /s)	e_0	ef	δe	av	k_{sat} (m/s)
12,5kPa	0,3000	0,0150	13,69	1,56E-05	1,14	1,10	-0,0400	3,20E-03	2,33E-08
25kPa	0,2948	0,0147	10,89	1,89E-05	1,10	1,09	-0,0100	8,00E-04	7,22E-09
50kPa	0,2927	0,0146	11,56	1,76E-05	1,09	1,06	-0,0300	1,20E-03	1,01E-08
100kPa	0,2884	0,0144	13,69	1,44E-05	1,06	1,01	-0,0500	1,00E-03	7,00E-09
200kPa	0,2813	0,0141	12,25	1,53E-05	1,01	0,95	-0,0600	6,00E-04	4,58E-09
400kPa	0,2735	0,0137	10,89	1,63E-05	0,95	0,85	-0,1000	5,00E-04	4,18E-09
800kPa	0,2586	0,0129	14,44	1,10E-05	0,85	0,72	-0,1300	3,25E-04	1,93E-09

Tabela 4.8 – Estimativa de C_v e k_{sat} para o bloco 6

BLOCO 6 - Estimativa do coeficiente de adensamento (C_v) e condutividade hidráulica saturada (k_{sat})									
σ'	H_0 (m)	H (m)	t_{90} (s)	C_v (m ² /s)	e_0	ef	δe	av	k_{sat} (m/s)
12,5kPa	0,3000	0,0150	10,89	1,96E-05	1,31	1,28	-0,03	2,40E-03	2,04E-08
25kPa	0,2954	0,0148	11,56	1,79E-05	1,28	1,26	-0,02	8,00E-04	6,29E-09
50kPa	0,2930	0,0147	12,25	1,66E-05	1,26	1,23	-0,03	6,00E-04	4,42E-09
100kPa	0,2897	0,0145	11,56	1,72E-05	1,23	1,20	-0,03	3,00E-04	2,32E-09
200kPa	0,2849	0,0142	12,96	1,49E-05	1,20	1,10	-0,10	5,00E-04	3,38E-09
400kPa	0,2730	0,0137	11,56	1,53E-05	1,10	1,00	-0,10	2,50E-04	1,82E-09
800kPa	0,2598	0,0130	10,24	1,57E-05	1,00	0,87	-0,13	1,63E-04	1,27E-09

Apresentam-se nas Figuras 4.13 a 4.30 os resultados dos ensaios de cisalhamento direto dos seis blocos realizados com deslocamentos impostos, enquanto que nas Figuras 4.31 a 4.33 apresentam-se os resultados dos ensaios com força cisalhante imposta. Foram

avaliadas as respostas do solo sob as tensões normais iniciais de 25, 50, 100 e 200kPa em condição natural e imersa em água. Apresenta-se na Tabela 3.9 o resumo dos parâmetros de resistência avaliados para os ensaios realizados com imposição dos deslocamentos. Analisando os resultados, pode-se observar que as magnitudes de ângulo de atrito interno dos solos variou entre $34,2^\circ$ (bloco 1) e $44,6^\circ$ (bloco 3). O alto valor de ângulo de atrito observado para o solo do bloco 3 deve-se, provavelmente, a (a) presença substancial de pedriscos em seu meio e (b) interpretação da resistência ao cisalhamento última das curvas sem pico definido. Com relação às magnitudes de intercepto coesivo das envoltórias inundadas, pode-se observar que estes variaram entre 21,14 kPa para o bloco 2 e 31,17 kPa para o bloco 6. Com relação ao estado não saturado dos solos, os resultados indicaram que as magnitudes de sucção mátrica ao final do ensaio de cisalhamento variaram entre 27,95 kPa (bloco 6) e 177,81 kPa (bloco 3). As magnitudes dos ângulos φ^b do modelo de Fredlund et al (1978) variaram entre 9° (bloco 1) e $37,5^\circ$ (bloco 2). Em geral, as magnitudes observadas de φ^b ficaram iguais ou inferiores às respectivas magnitudes dos ângulos de atrito interno dos solos das envoltórias inundadas, com exceção do ensaio com tensão inicial igual a 50 kPa do bloco 2. Provavelmente a causa deste fato baseia-se no critério de definição das resistências ao cisalhamento últimas dos respectivos ensaios uma vez que ambas as curvas não apresentaram pico bem definido.

Comparando as curvas de deslocamentos verticais dos ensaios com força cisalhante imposta e deslocamentos impostos, pode-se observar que em todos os ensaios ocorreu uma redução de volume da amostra durante o cisalhamento. Comparando as curvas tensão cisalhante x deslocamentos horizontais pode-se, de uma maneira em geral, observar que os ensaios com tensão imposta tenderam a apresentar resistências ao cisalhamento ligeiramente inferiores aos ensaios com deslocamento imposto. As medidas de sucção mátrica realizadas ao final dos ensaios indicam que, para tensões normais iniciais iguais ou superiores a 50 kPa, os ensaios com tensão imposta apresentaram magnitudes de sucção mátrica consideravelmente inferiores aos ensaios com deslocamentos impostos.

Apresentam-se na Figura 4.34 as envoltórias dos ensaios com deslocamento imposto e com força cisalhante imposta. Observa-se que o procedimento de ensaio com deslocamentos impostos induz a uma magnitude de ângulo de atrito do solo maior que os ensaios com força cisalhante imposta, em contrapartida, com exceção do ensaio para tensão normal inicial igual a 25 kPa, a magnitude de sucção mátrica avaliada das amostras dos ensaios com força cisalhante imposta foram consideravelmente menores que as magnitudes de sucção mátrica avaliadas nas amostras dos ensaios com deslocamento imposto. Apresentam-se na Tabela 3.10 os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do modelo proposto por Fredlund et al. (1978) dos solos na umidade natural dos dois procedimentos de ensaio. Pode-se observar que os valores de ângulos de sucção dos ensaios com deslocamento imposto foram substancialmente e consistentemente inferiores às magnitudes avaliadas a partir dos ensaios com força cisalhante imposta, ou seja, no presente caso, a utilização dos ensaios com

deslocamento imposto tende a sobrestimar os valores de ângulo de atrito interno do solo na condição saturada e subestimar as magnitudes de $\tan \Phi^b$ que seriam utilizados em análises de estabilidade de taludes. Tal fato indica, *a priori*, que a metodologia de ensaio influencia o comportamento de resposta do solo.

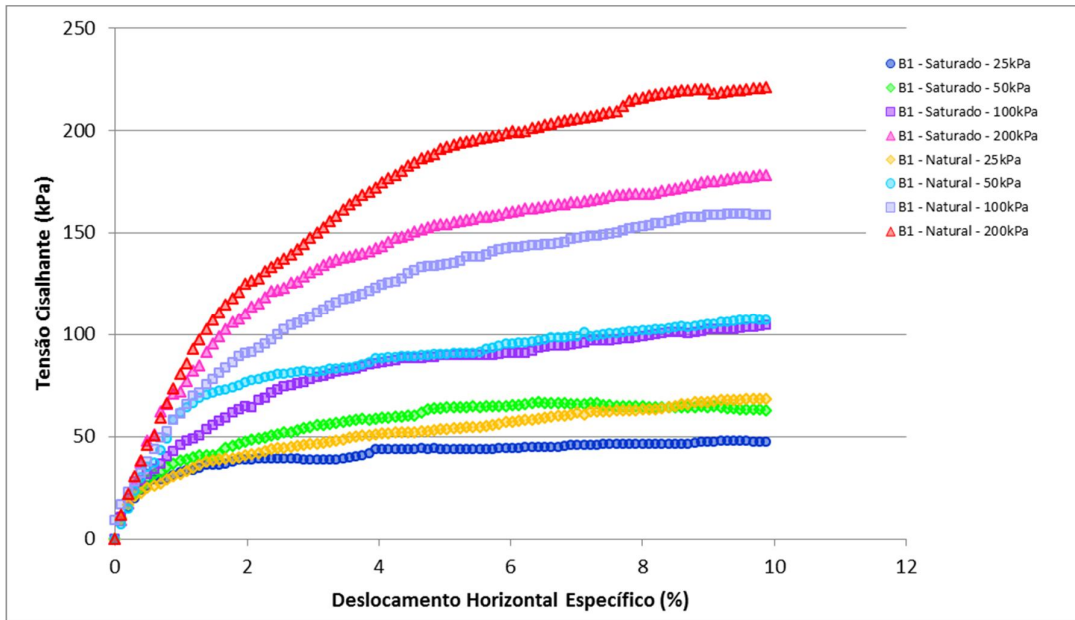


Figura 4.13 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 1

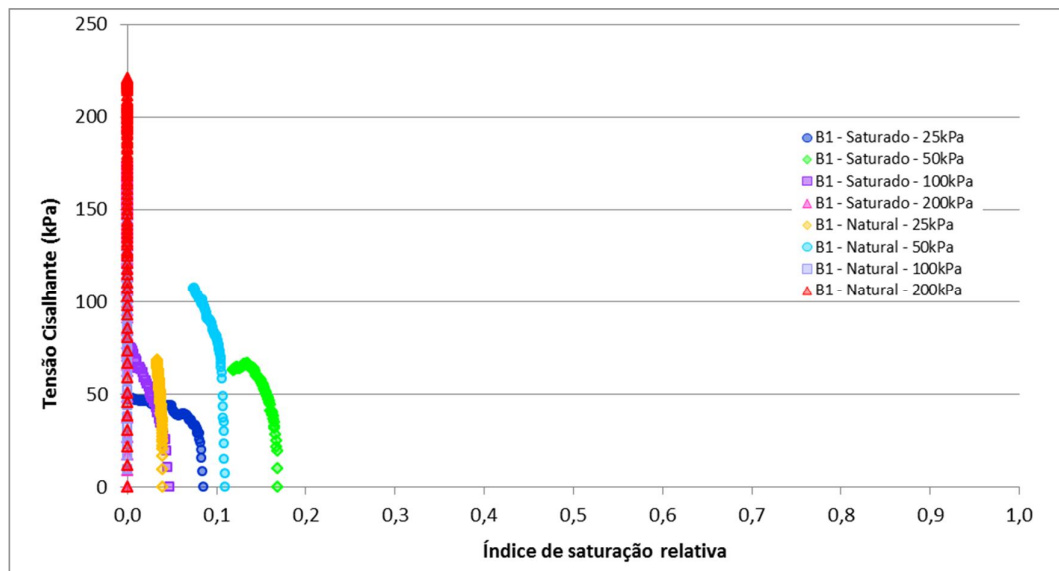


Figura 4.14 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 1

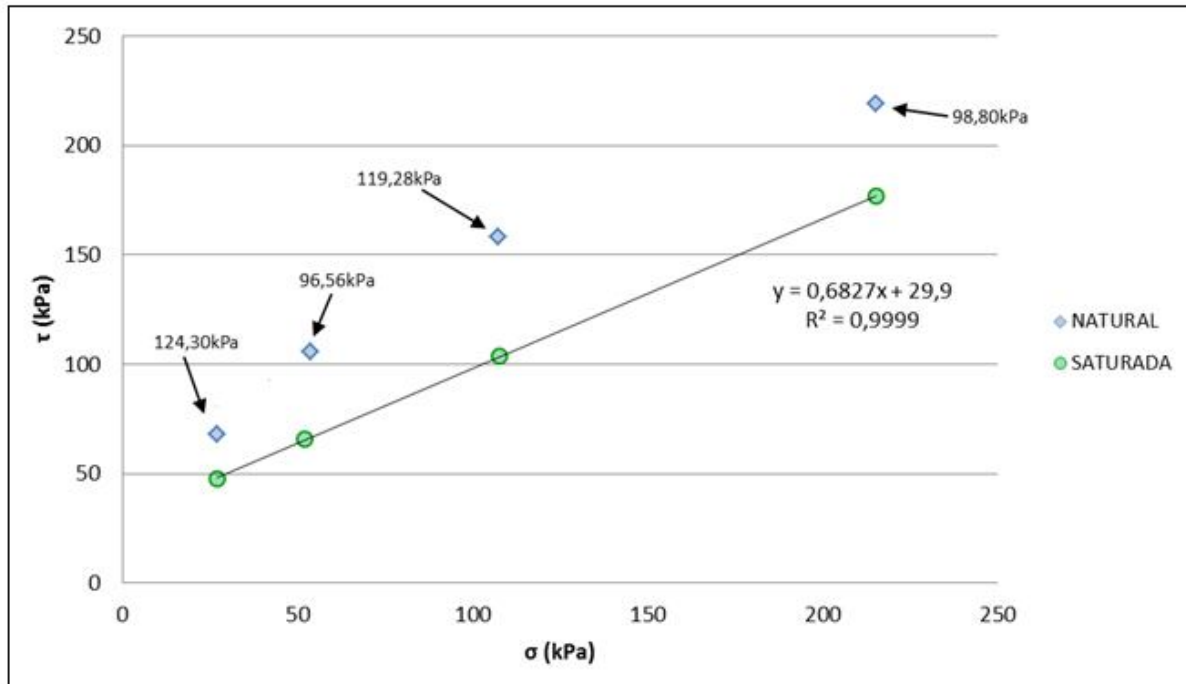


Figura 4.15 – Envolvória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 1, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro.

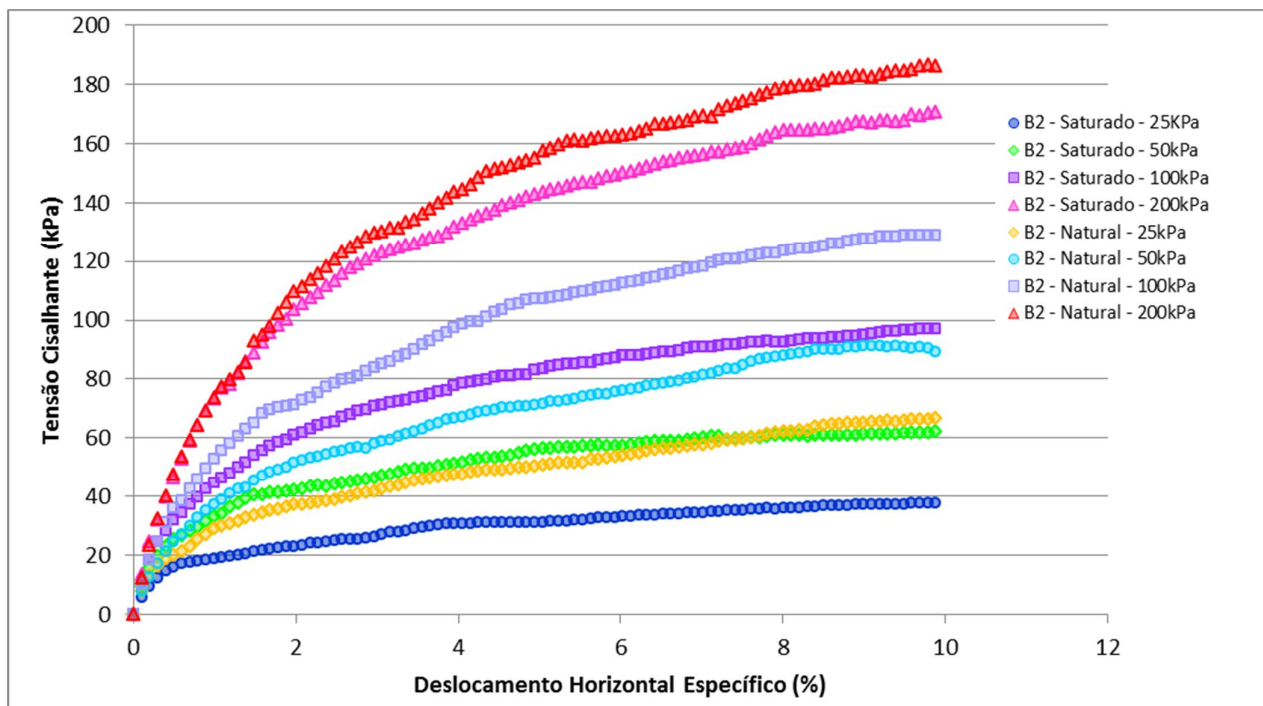
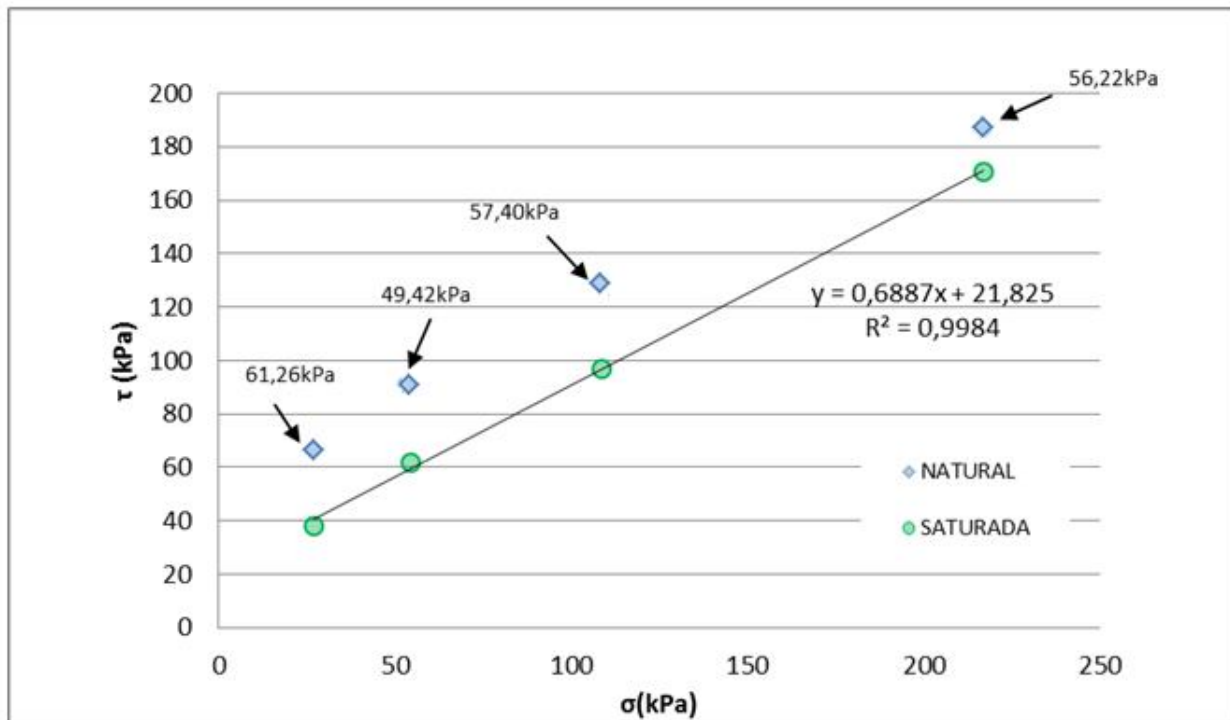
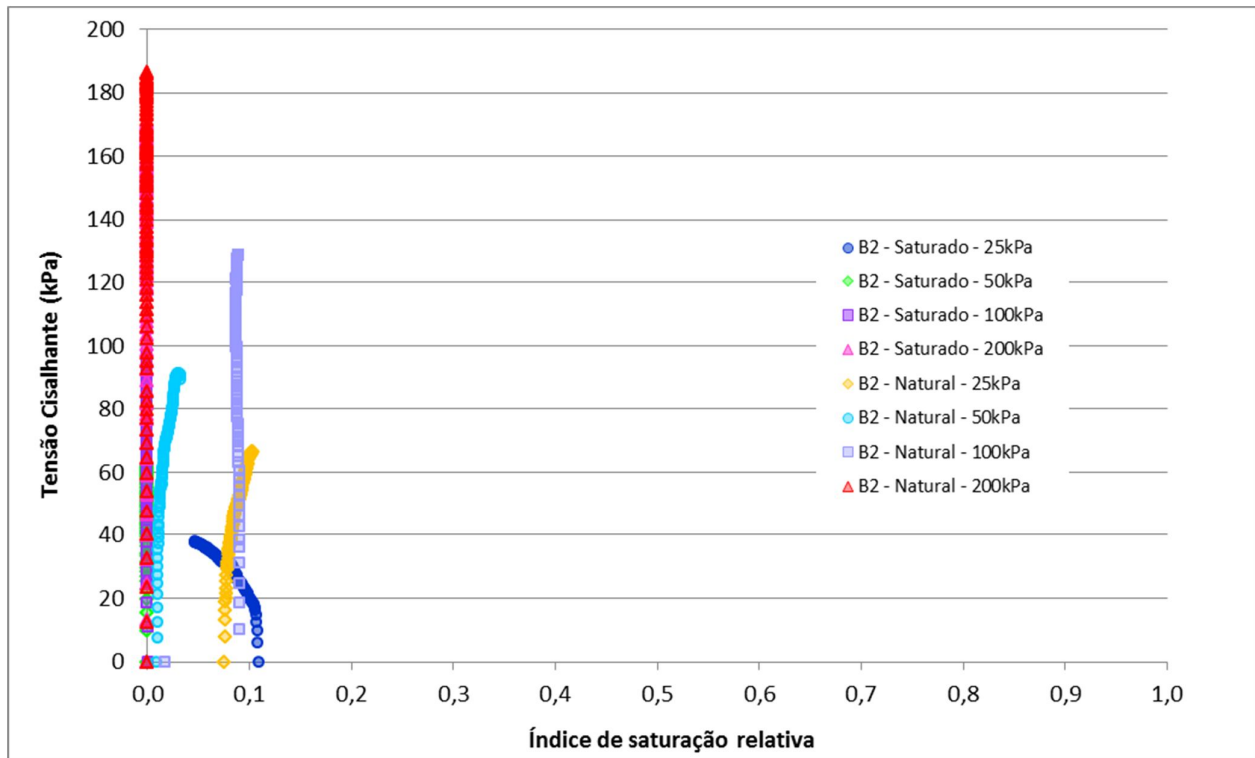


Figura 4.16 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 2.



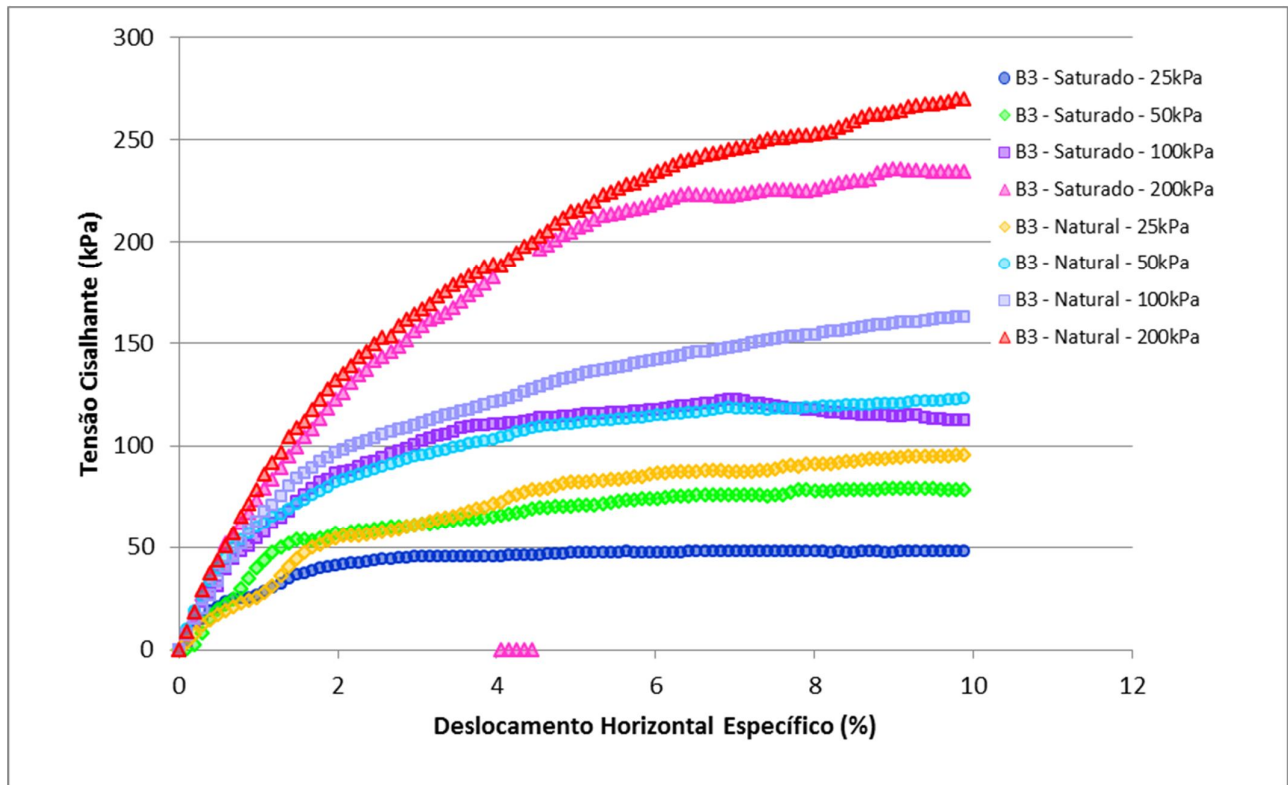


Figura 4.19 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 3.

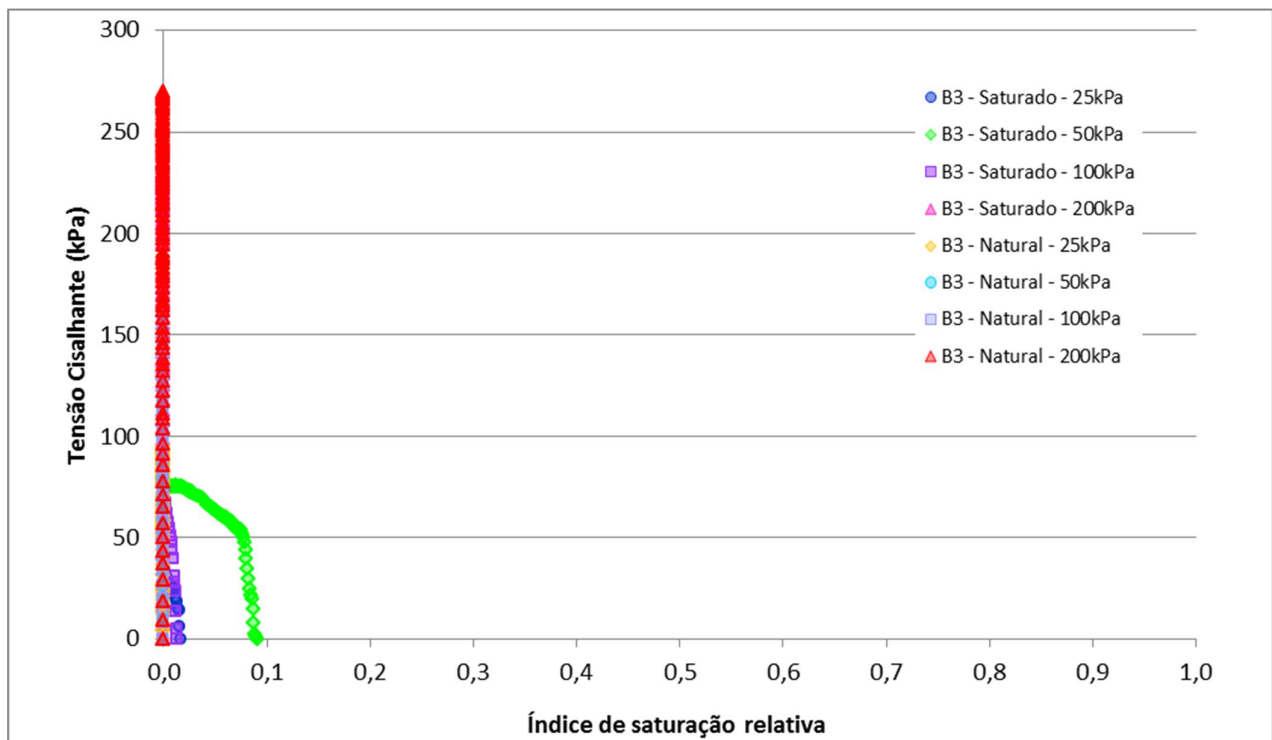


Figura 4.20 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 3.

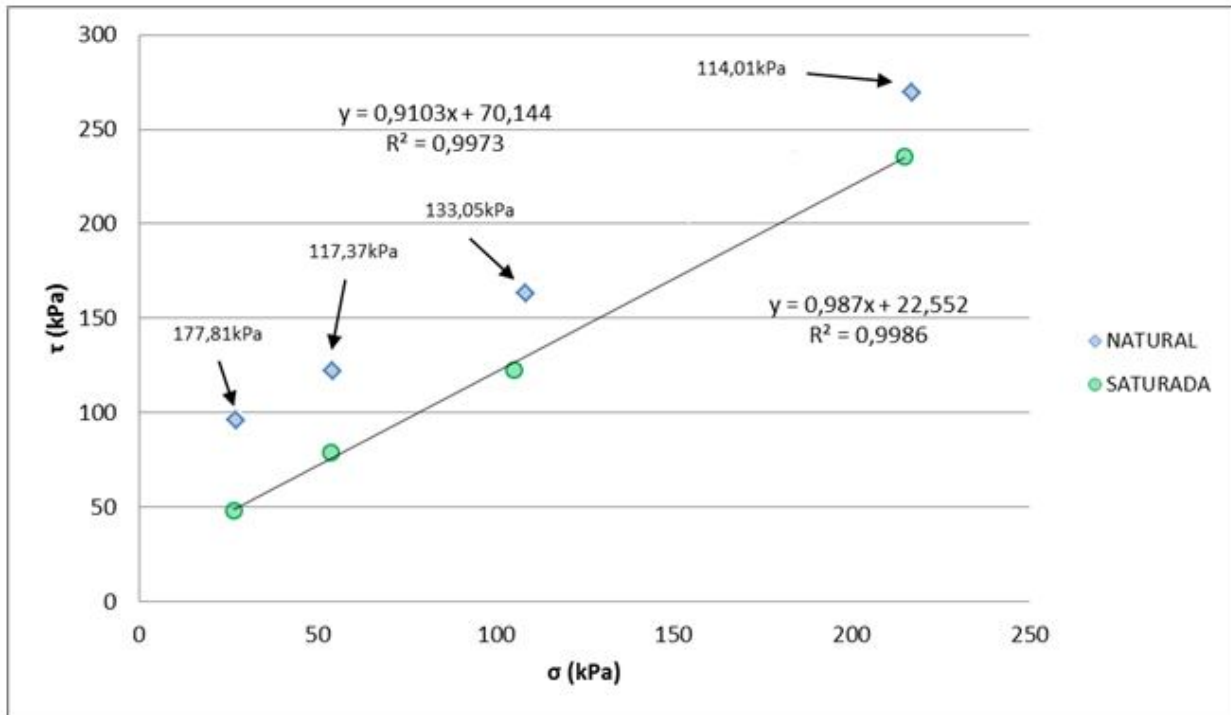


Figura 4.21 – Envolvória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 3, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro.

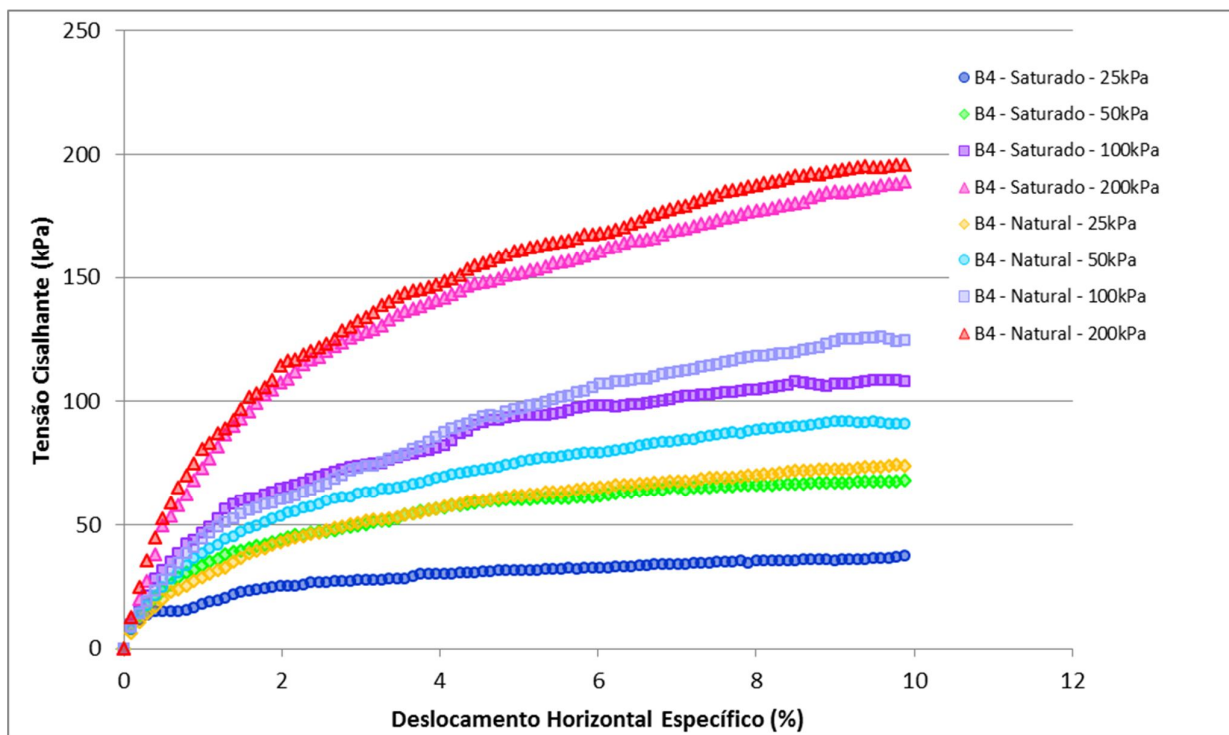
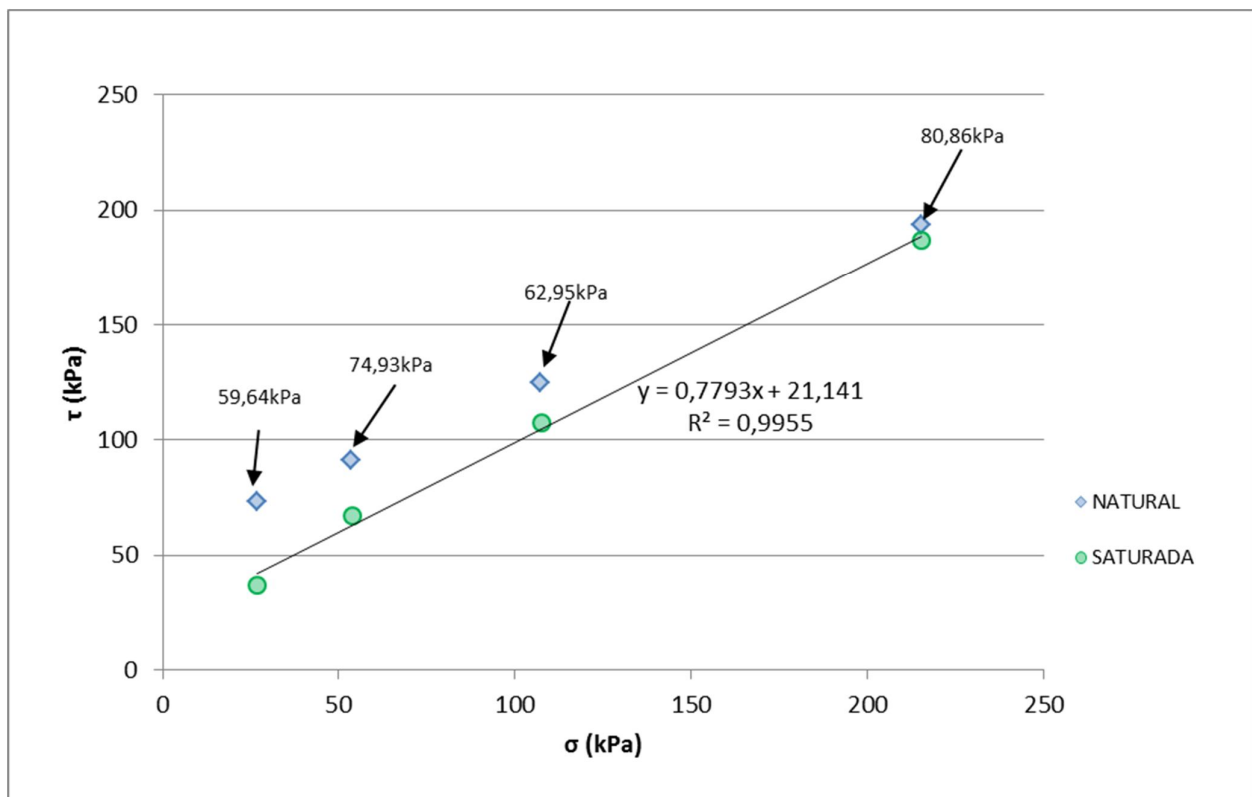
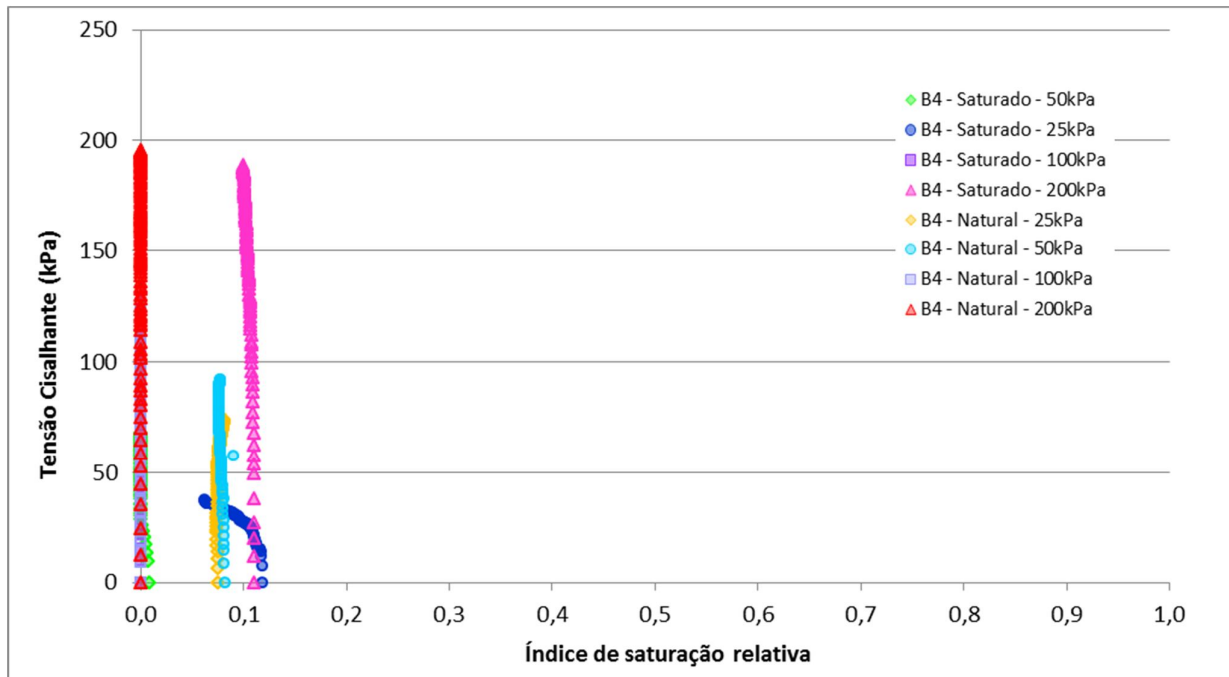


Figura 4.22 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 4.



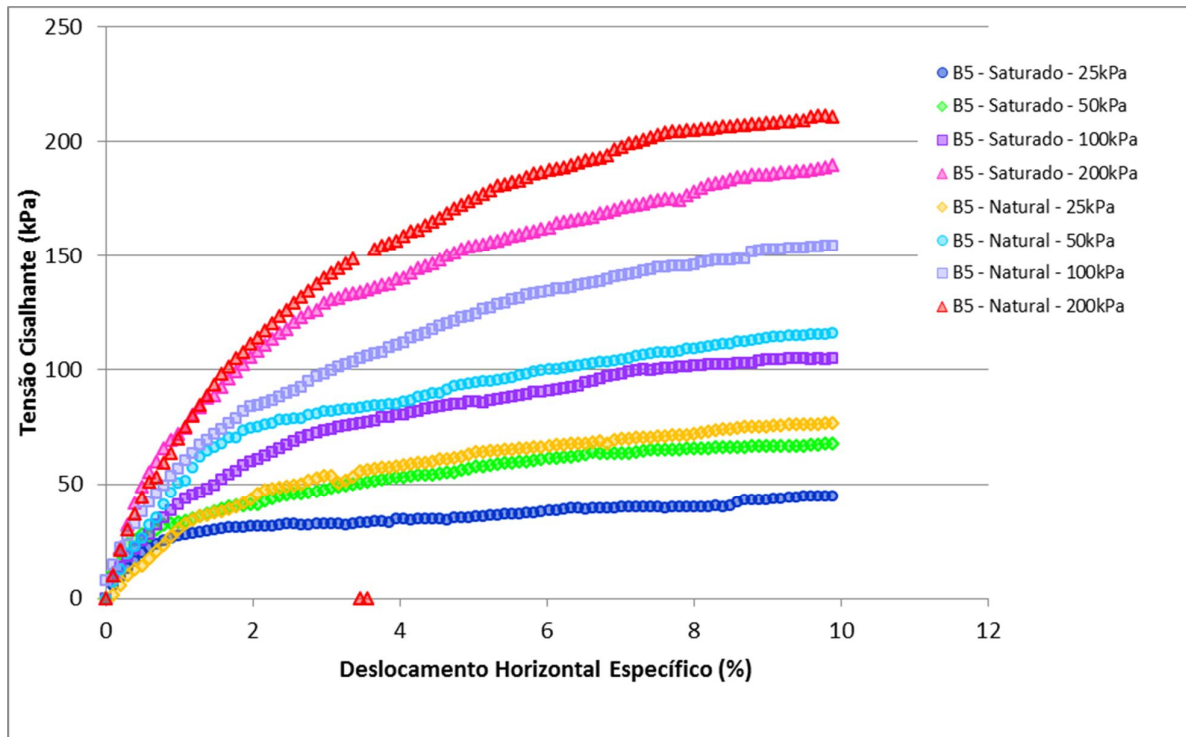


Figura 4.25 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 5.

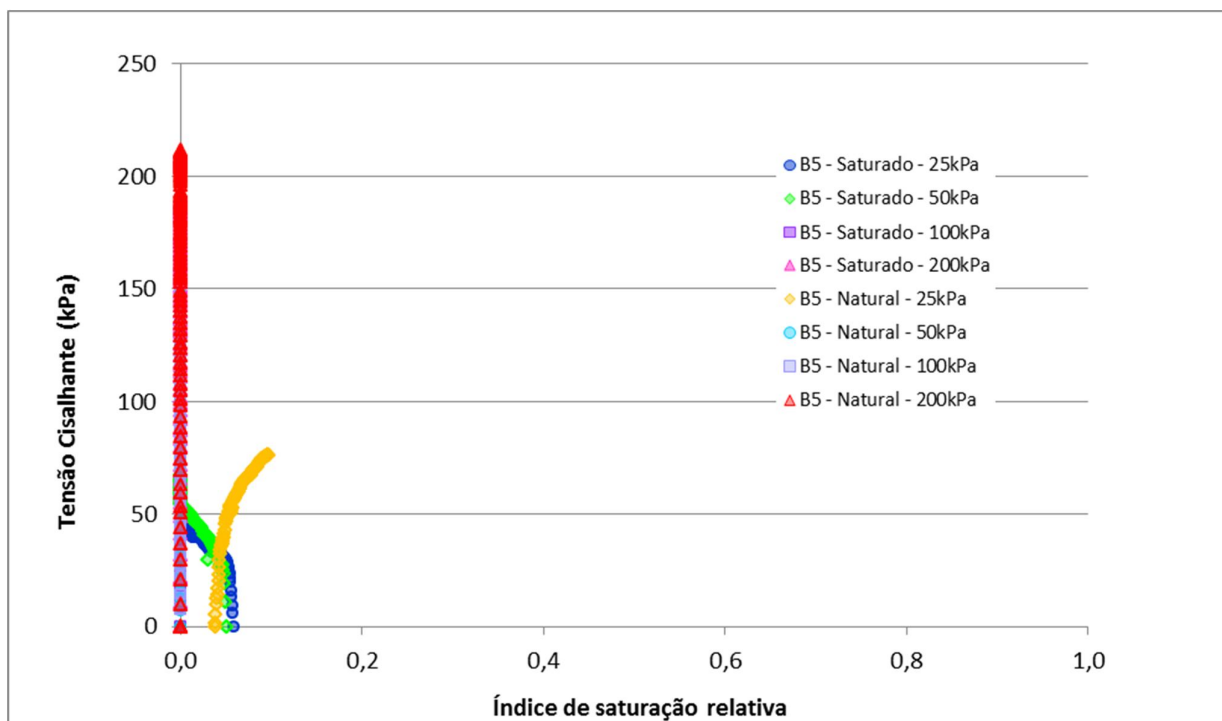


Figura 4.26 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 5.

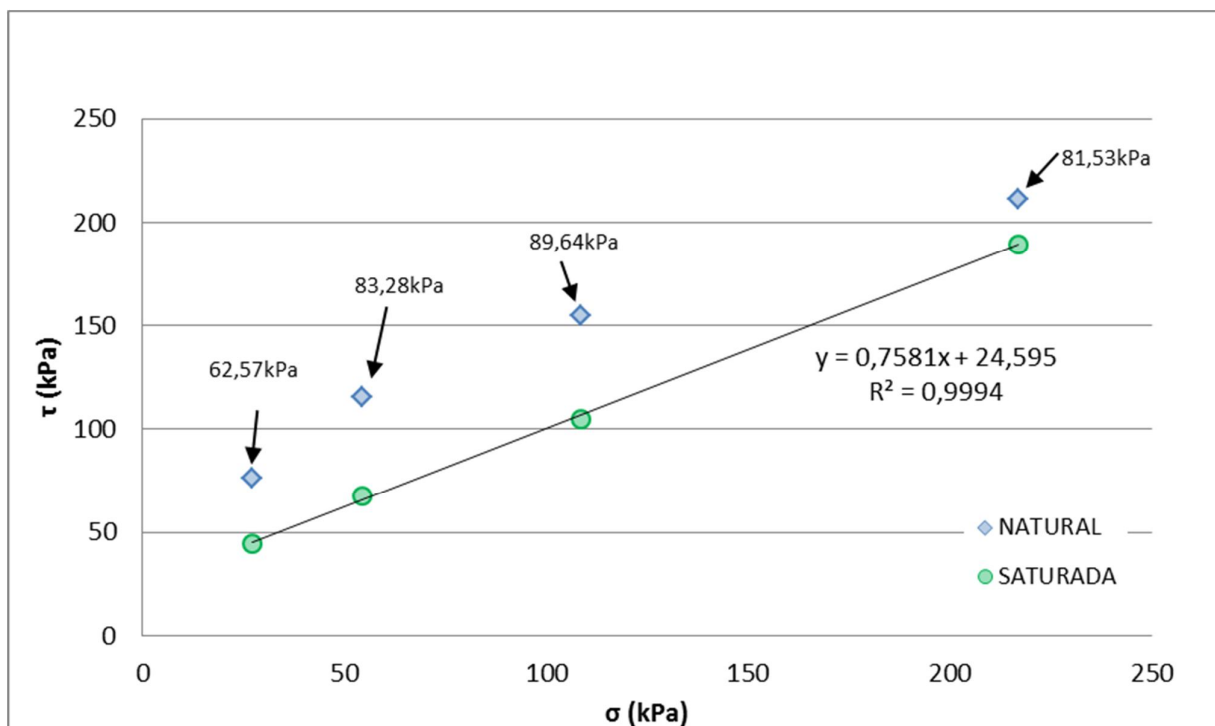


Figura 4.27 – Envolvória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 5, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro.

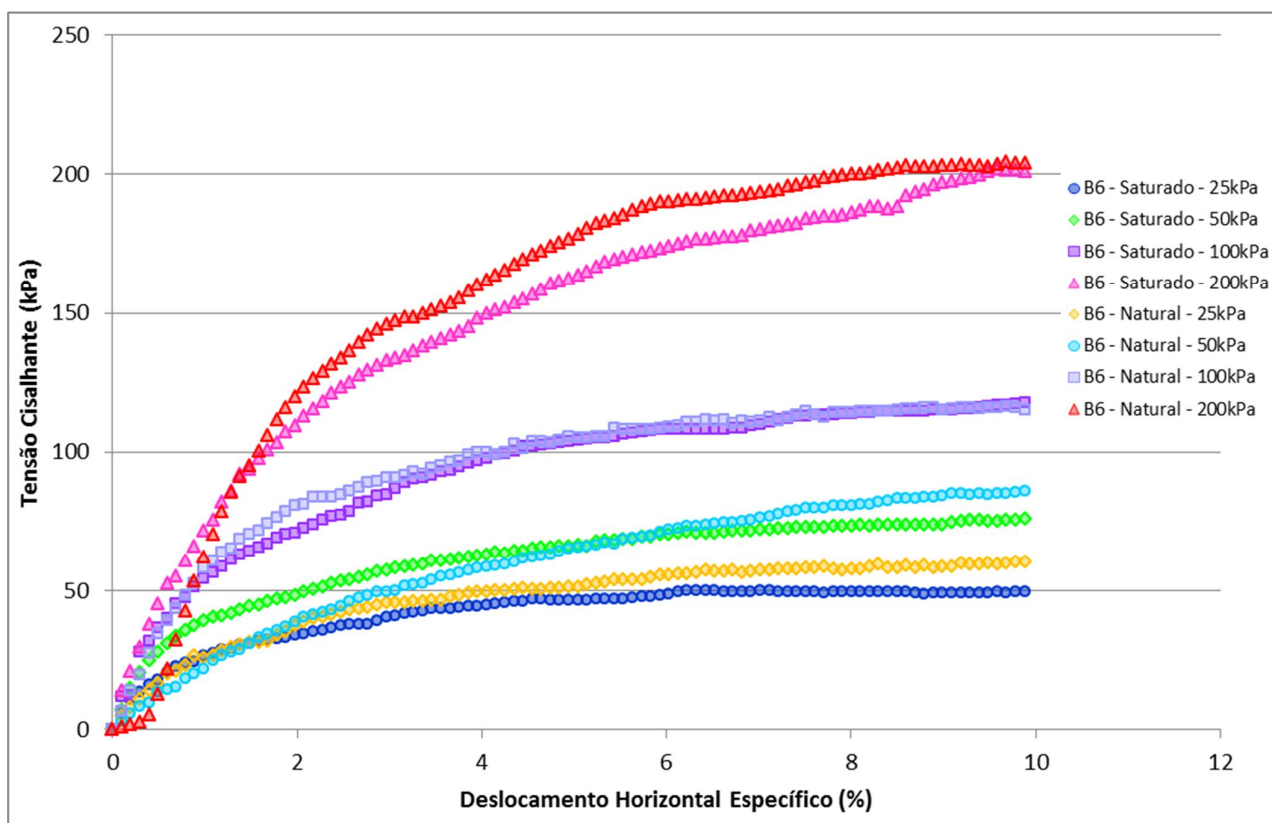


Figura 4.28 – Tensão Cisalhante x Deslocamento horizontal – Bloco 6.

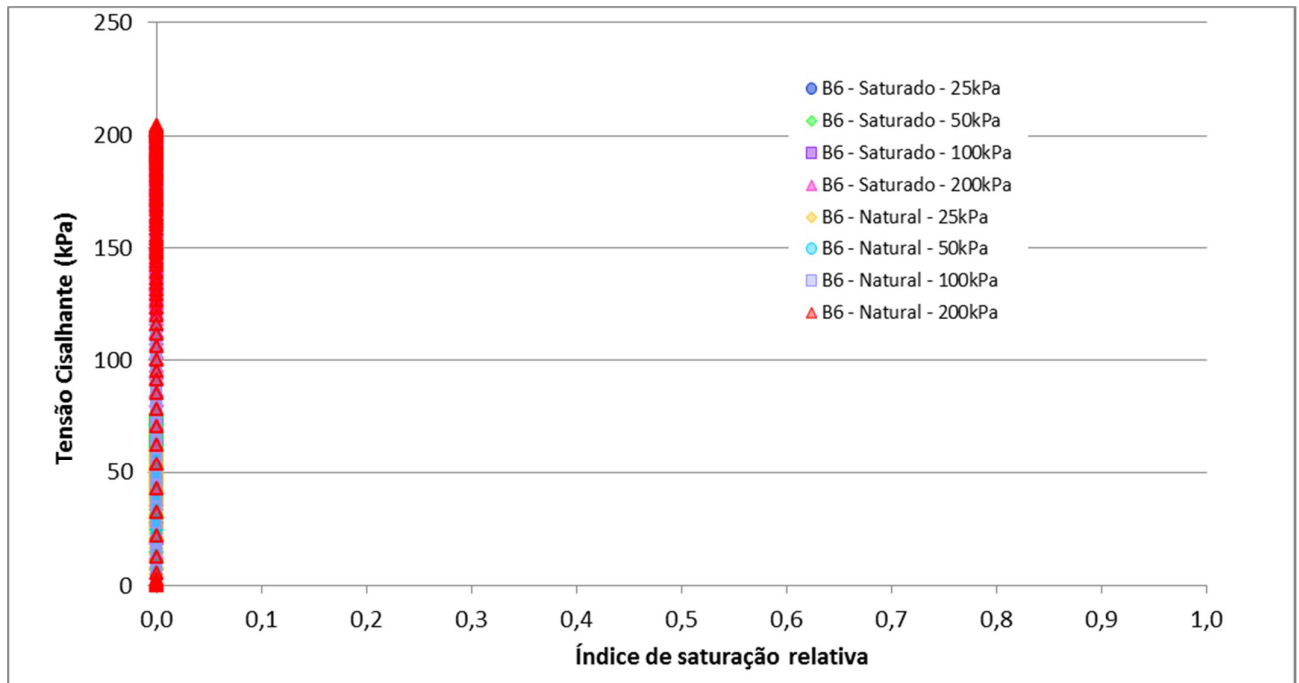


Figura 4.29 – Evolução do índice de saturação relativa durante o ensaio – Bloco 6.

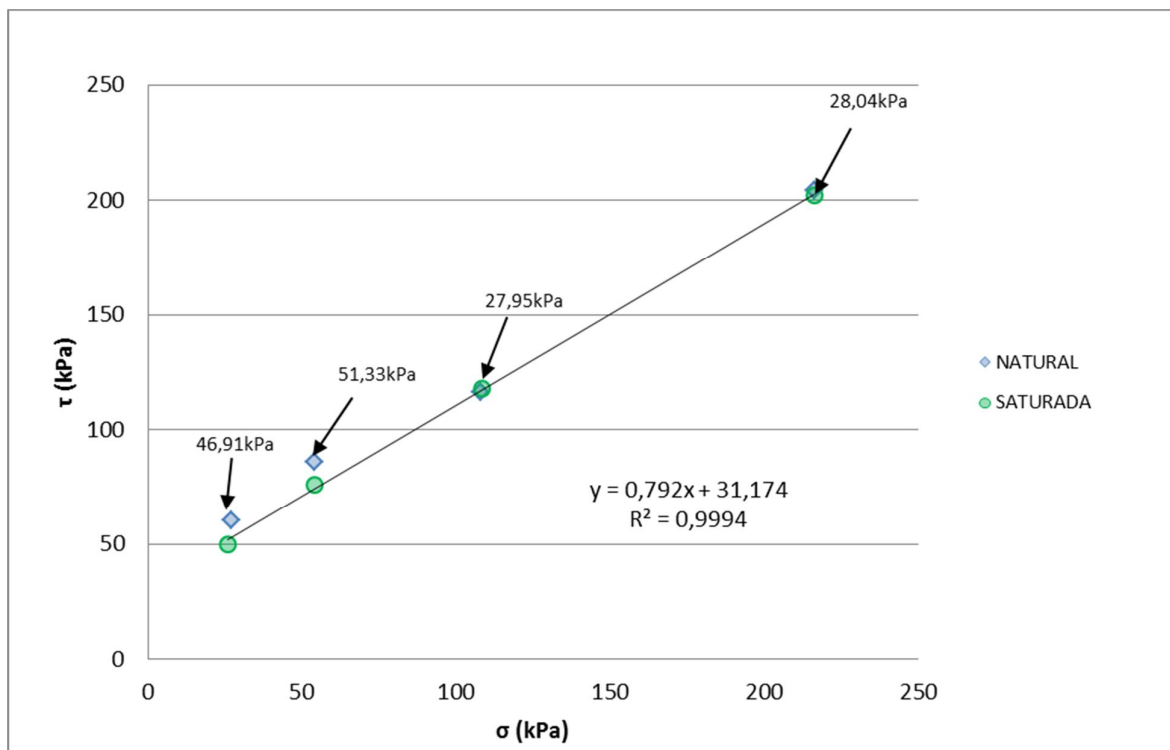
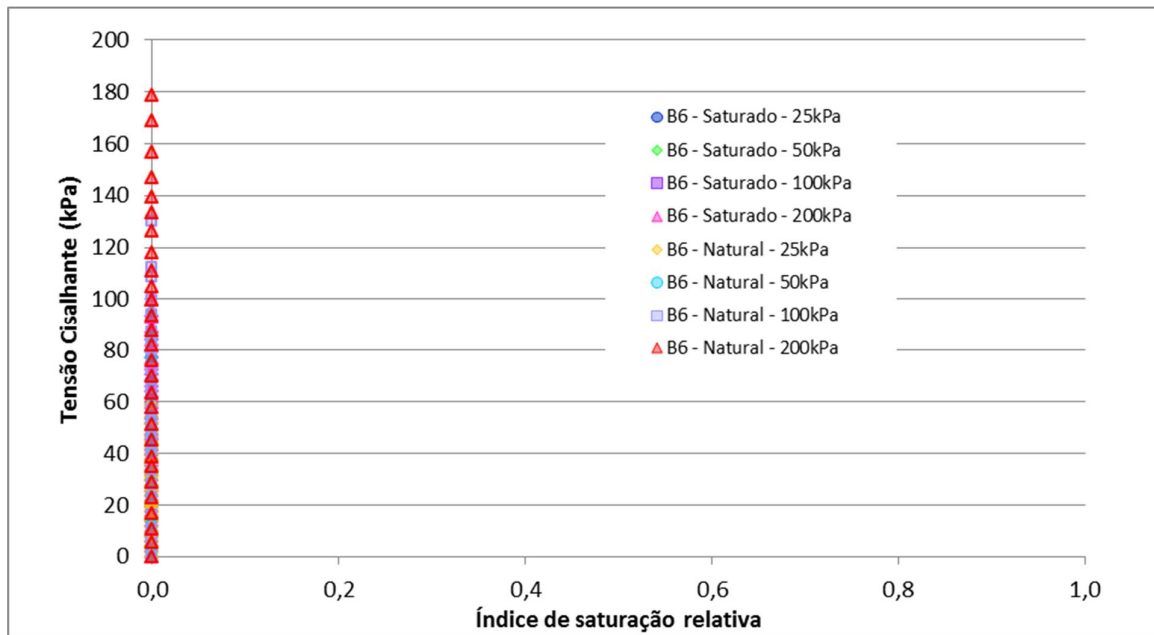
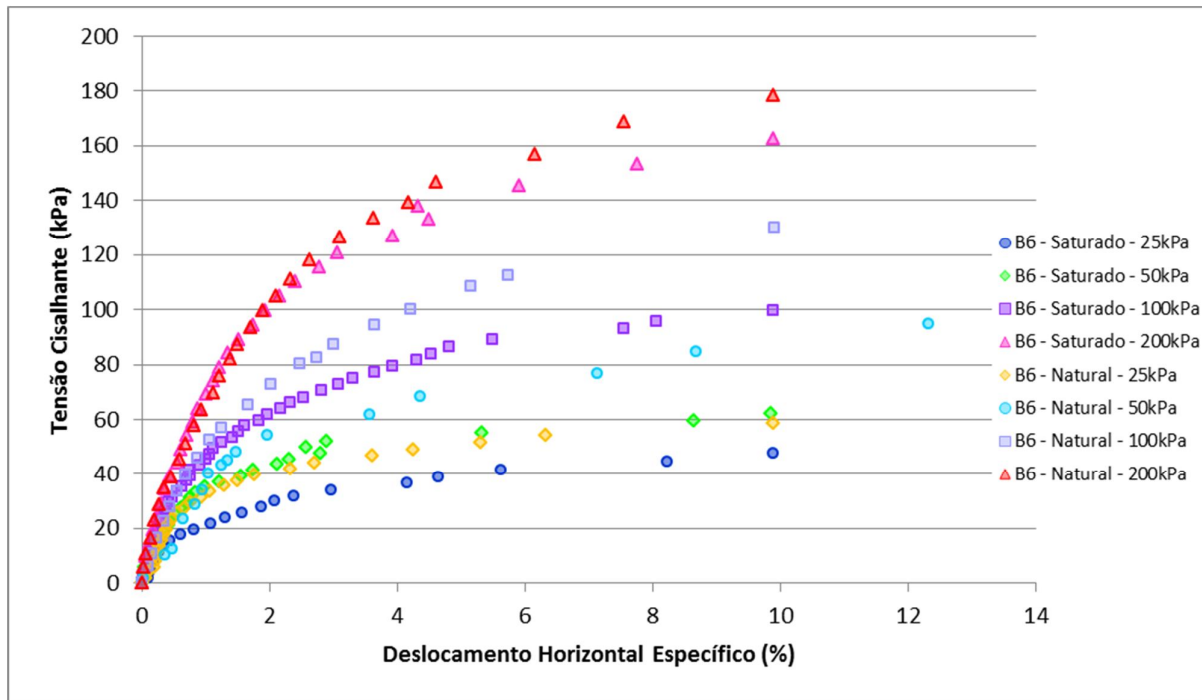


Figura 4.30 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 6, com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro.



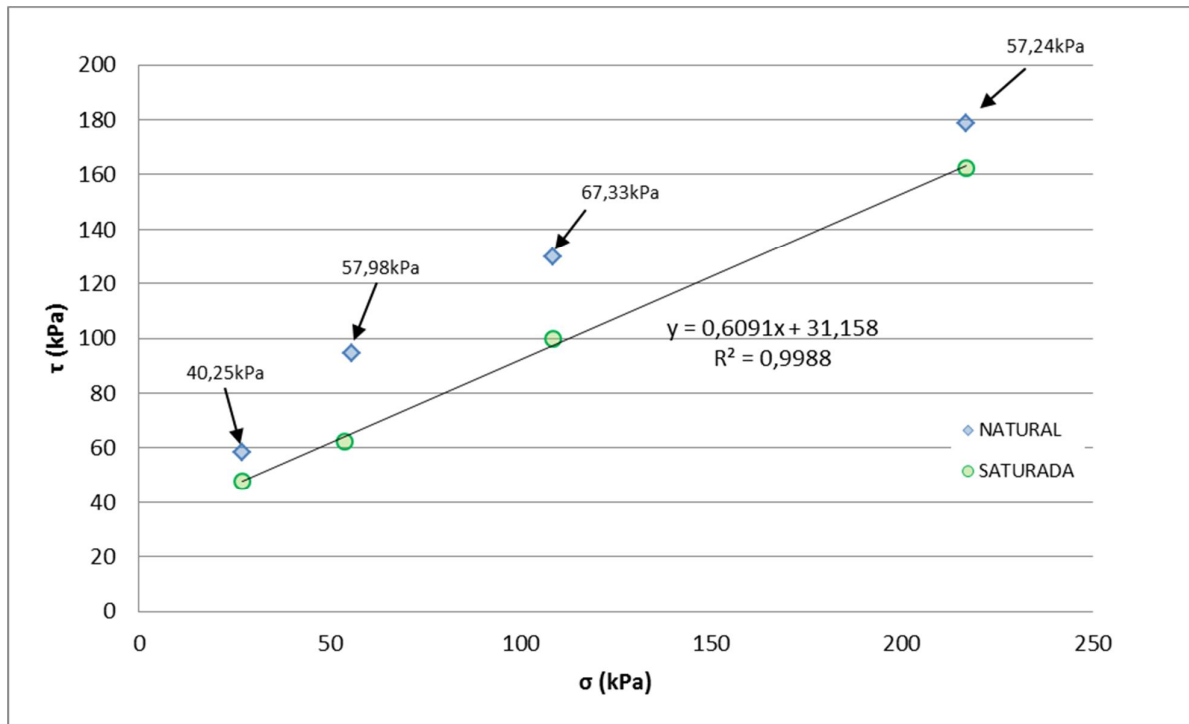


Figura 4.33 – Envoltória de ruptura inundada (saturada) e natural para o Bloco 6 (tensão imposta), com a indicação das sucções na ruptura encontradas pelo método do papel filtro.

Tabela 4.9 - Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos ensaios de cisalhamento com deslocamento imposto.

BLOCO	ϕ (graus)	c (kPa)	$\sigma_{n, inicial}$ (kPa)	ψ (kPa)	ζ	ϕ^b (graus)
1	34,3	29,90	25	124,30	0,0350	9,0
			50	96,56	0,0840	23,7
			100	119,28	0,0001	26,3
			200	98,80	0,0001	24,5
2	34,6	21,83	25	61,26	0,0977	24,3
			50	49,42	0,0267	37,5
			100	57,40	0,0881	32,5
			200	56,22	0,0001	15,7
3	44,6	22,55	25	177,81	0,0001	14,8
			50	117,37	0,0001	22,8
			100	133,05	0,0001	14,4
			200	114,01	0,0001	16,6
4	37,9	21,14	25	59,64	0,0769	30,6
			50	74,93	0,0769	20,4
			100	62,95	0,0001	18,3
			200	80,86	0,0001	3,6
5	37,2	24,60	25	62,57	0,0927	28,7
			50	83,28	0,0001	34,5
			100	89,64	0,0001	30,5
			200	81,53	0,0001	15,8
6	38,4	31,17	25	46,91	0,0001	9,3
			50	51,33	0,0001	13,3
			100	27,95	0,0001	1,1
			200	28,04	0,0001	0,6

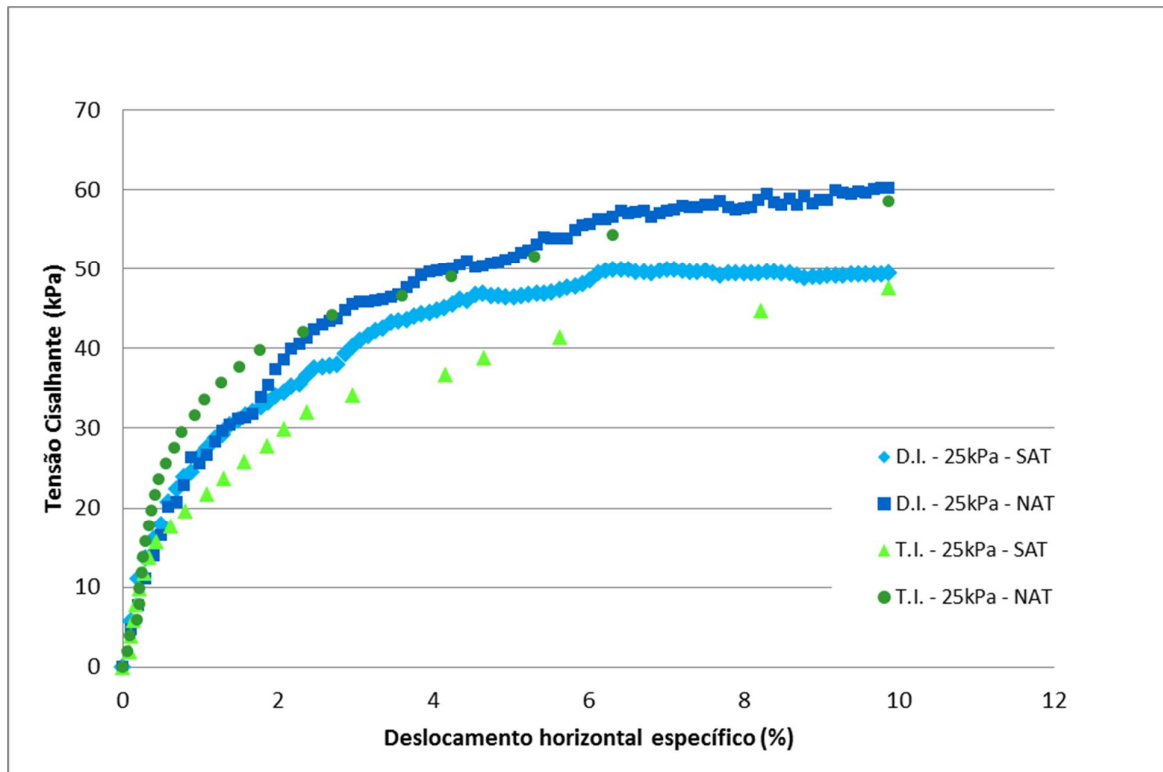


Figura 4.34 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 25kPa.

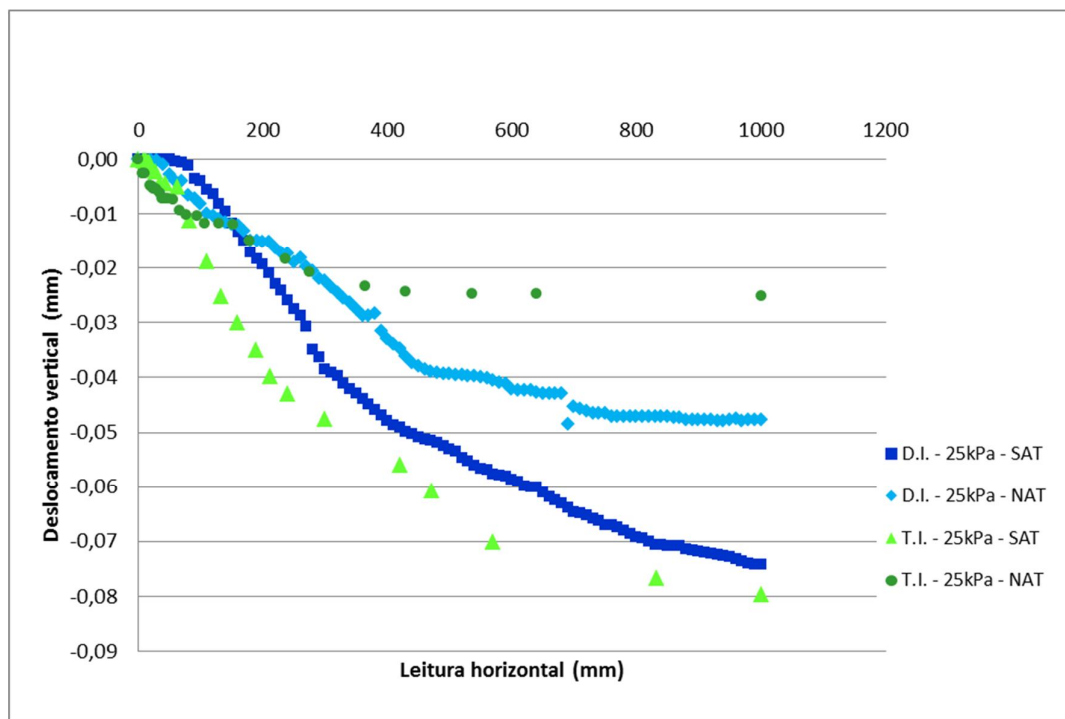


Figura 4.35 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 25kPa.

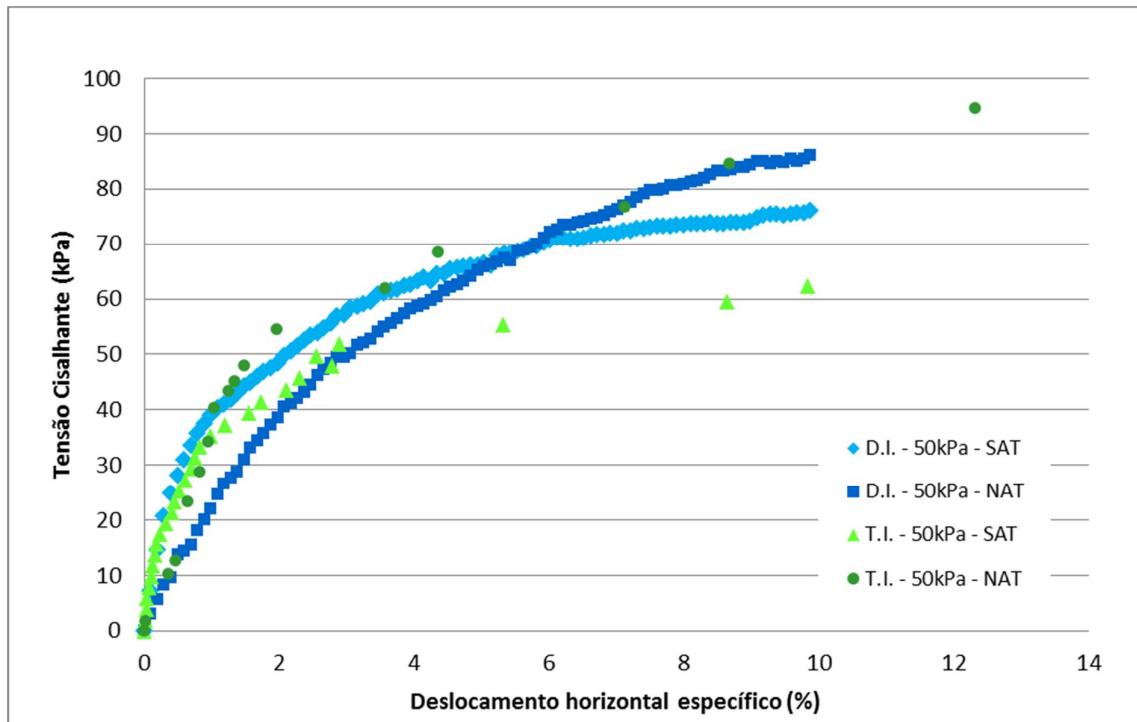


Figura 4.36 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 50kPa.

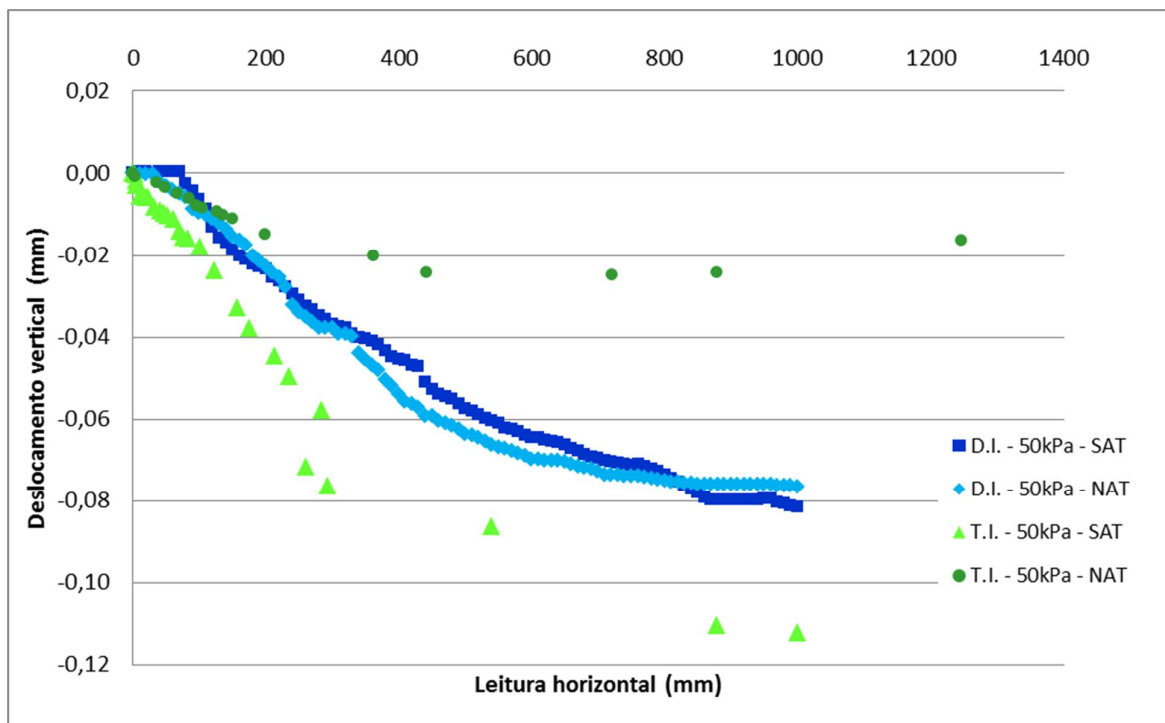


Figura 4.37 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 50kPa.

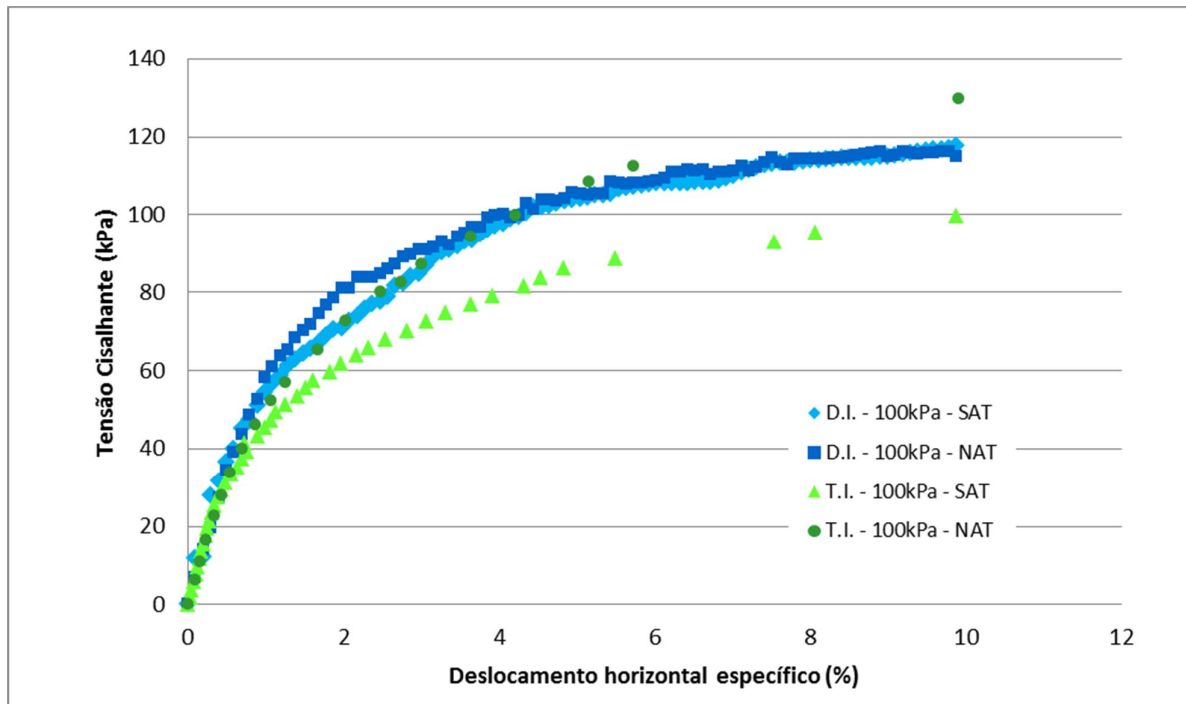


Figura 4.38 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 100kPa.

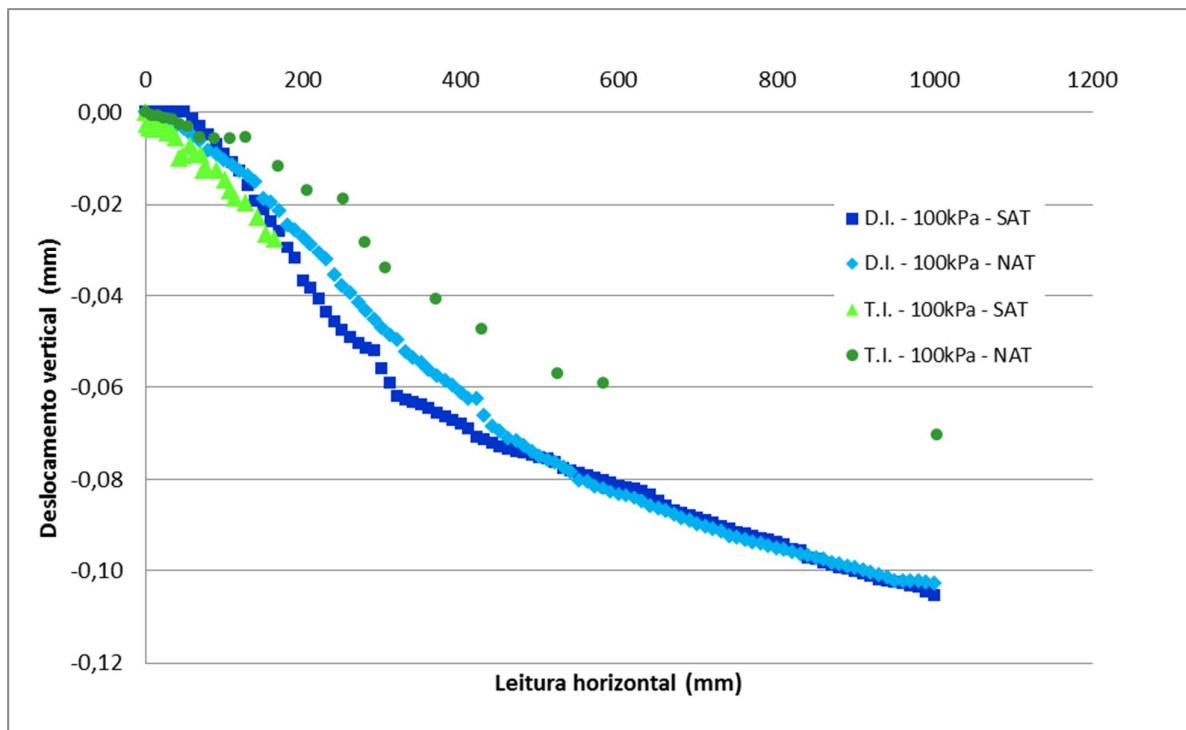


Figura 4.39 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 100kPa.

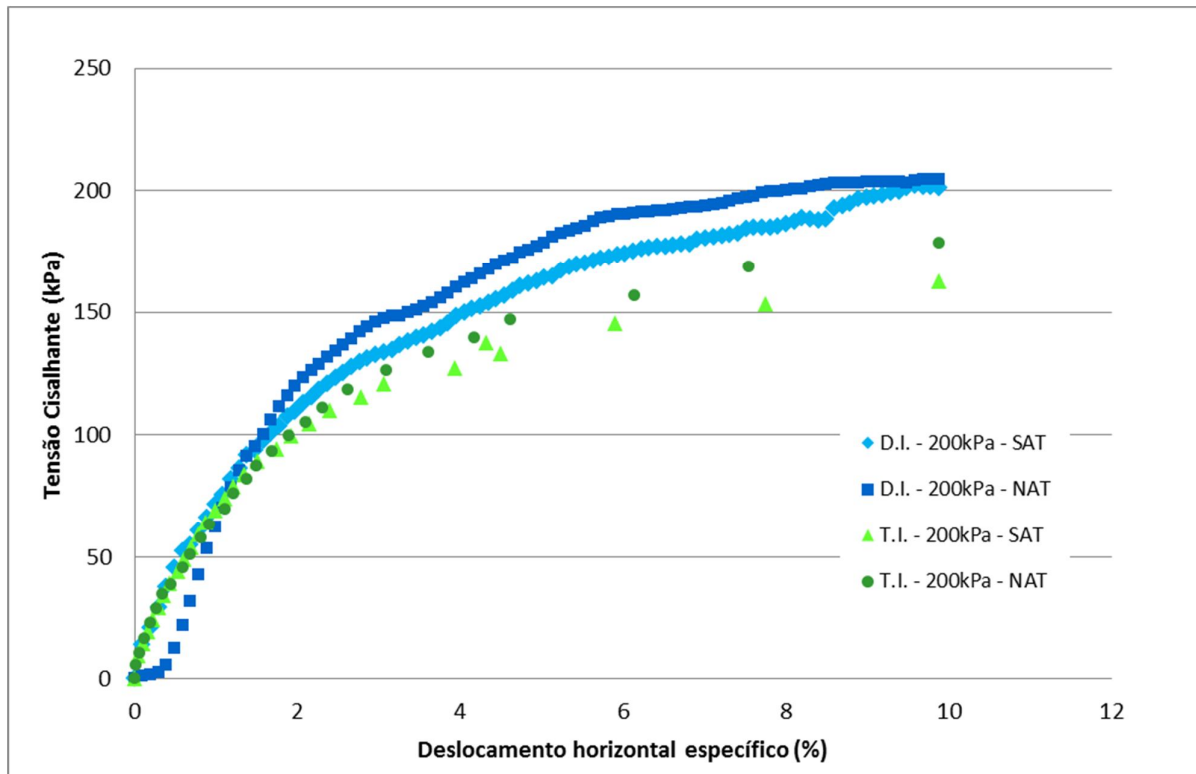


Figura 4.40 – Comparação da mobilização das tensões cisalhantes entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 200kPa.

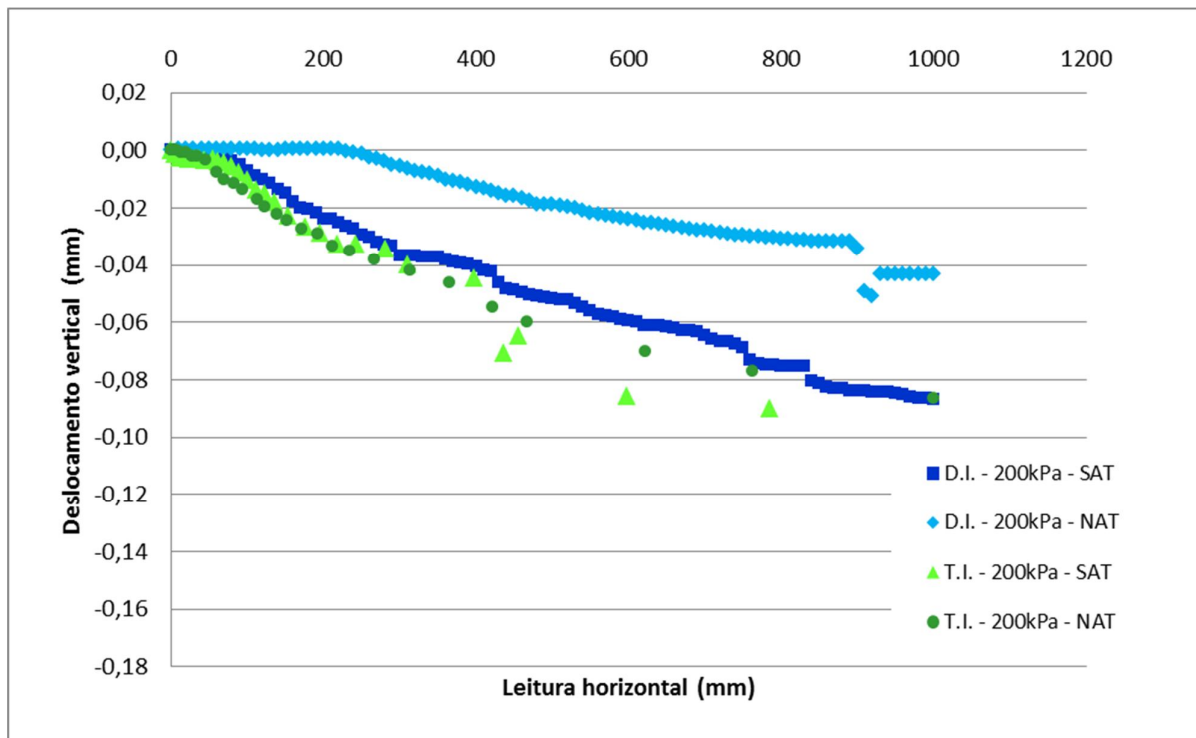


Figura 4.41 – Comparação da evolução do deslocamento vertical entre ensaios com deslocamento imposto e tensão imposta – 200kPa.

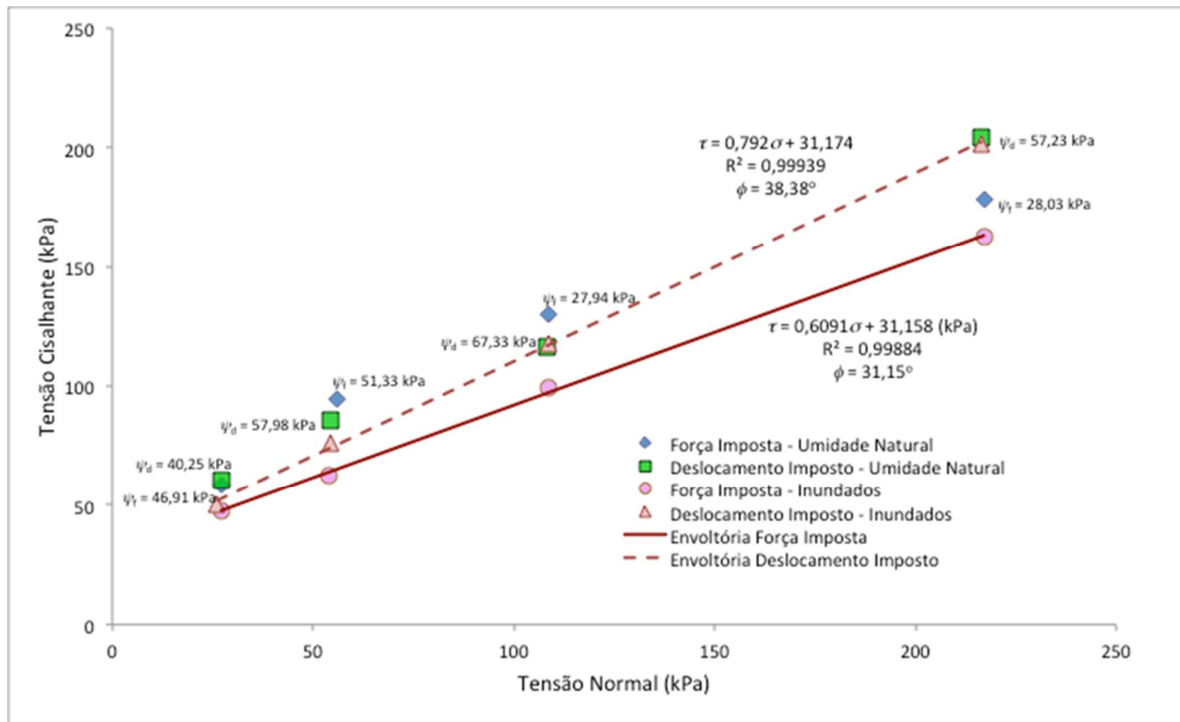


Figura 4.42 - Comparação entre as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas com ensaios com força imposta e ensaios com deslocamento imposto.

Tabela 4.10 - Resultados comparativos entre os parâmetros de não saturação obtidos com ensaios com força imposta (F.I.) e deslocamento imposto (D.I.)

$\sigma_{n,o}$ (kPa)	$\tan \phi_{D.I.}^b$	$\phi_{D.I.}^b$ (graus)	$\tan \phi_{F.I.}^b$	$\phi_{F.I.}^b$ (graus)
25	0,1950	11,03	0,2311	13,01
50	0,2096	11,84	0,5735	29,84
100	0,0000	0,00	1,1662	49,39
200	0,0337	1,93	0,5438	28,54

Uma vez avaliada as características de resistência ao cisalhamento da camada de solo superficial, procedeu-se à avaliação da curva de retenção de umidade (CRUS) de campo do solo. Na Figura 4.43 apresenta-se um gráfico dos resultados contendo umidades residuais e respectivos valores dos parâmetros do modelo de van Genuchten (1980) ajustados para os resultados obtidos.

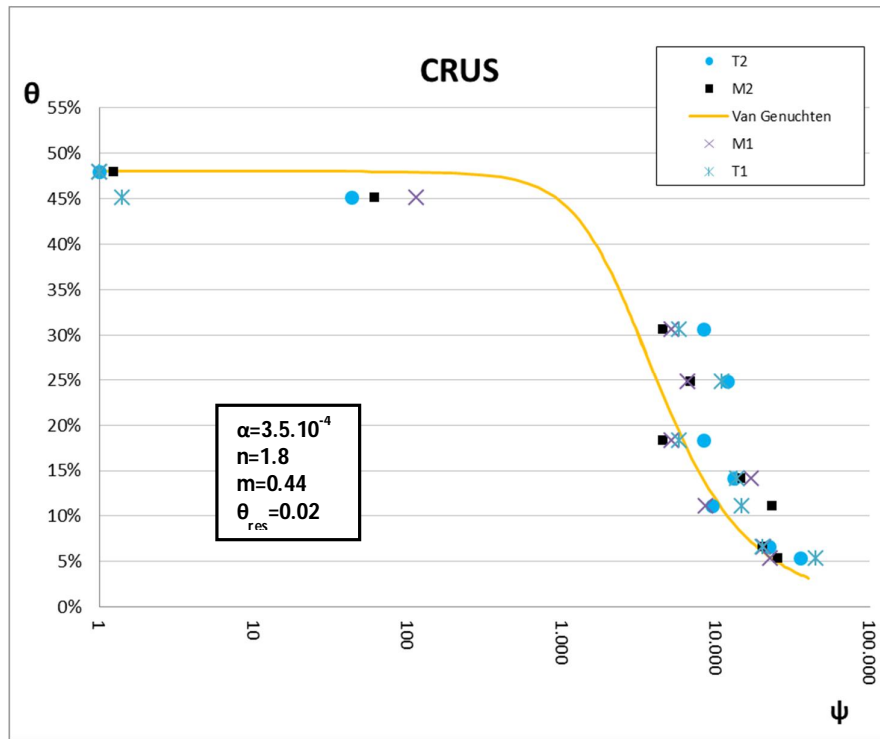


Figura 4.43 – CRUS do solo do protótipo.

4.2. AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS HIDROMECÂNICOS DO SOLO DO MODELO REDUZIDO

Aplicando – se os fatores de escala definidos no capítulo 3 para os parâmetros de resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica saturada, converge-se para a necessidade de uso de um solo arenoso. Visando garantir a similitude, adotou-se uma areia quartzosa proveniente de Paranaguá, PR. A areia foi peneirada de modo a ser retirada as porcentagens grossas (pedriscos). A seguir são apresentados os resultados dos ensaios da análise granulométrica deste solo.

Tabela 4.11 – Tabela dados granulometria solo do modelo

NBR 6502				
Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
<0.002 mm	0.002 - 0.06 mm	0.06 - 0.2 mm	0.2 - 0.6 mm	0.6 - 2.0 mm
3,60	5,13	49,76	32,66	8,85

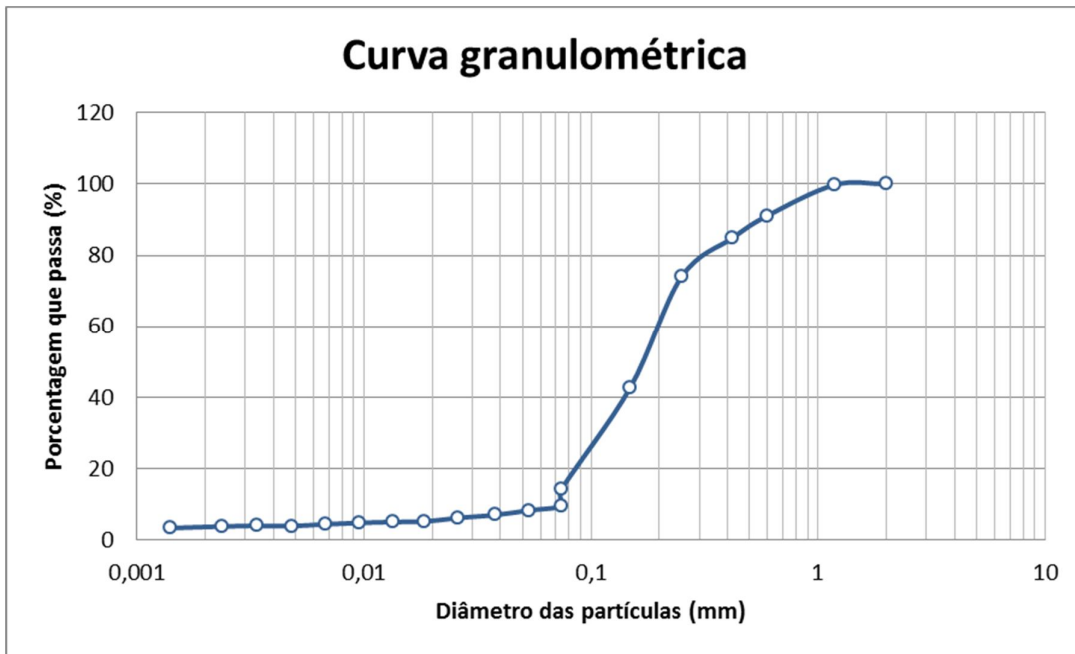


Figura 4.44 – Curva granulométrica do solo do modelo.

Subsequentemente, procedeu-se à calibração da densidade relativa da areia em função da altura de queda, visando a construção do modelo pelo método da chuva de areia conforme proposto por Presti et al. (1981).

A curva de retenção de umidade do solo foi determinada utilizando-se ensaio em colunas comunicantes. Apresentam-se nas Figuras 4.45 e 4.46 uma vista do ensaio de infiltração e os respectivos resultados obtidos ao final do ensaio de infiltração.



Figura 4.45 - Vista geral do ensaio de infiltração para determinação da CRUS do modelo.

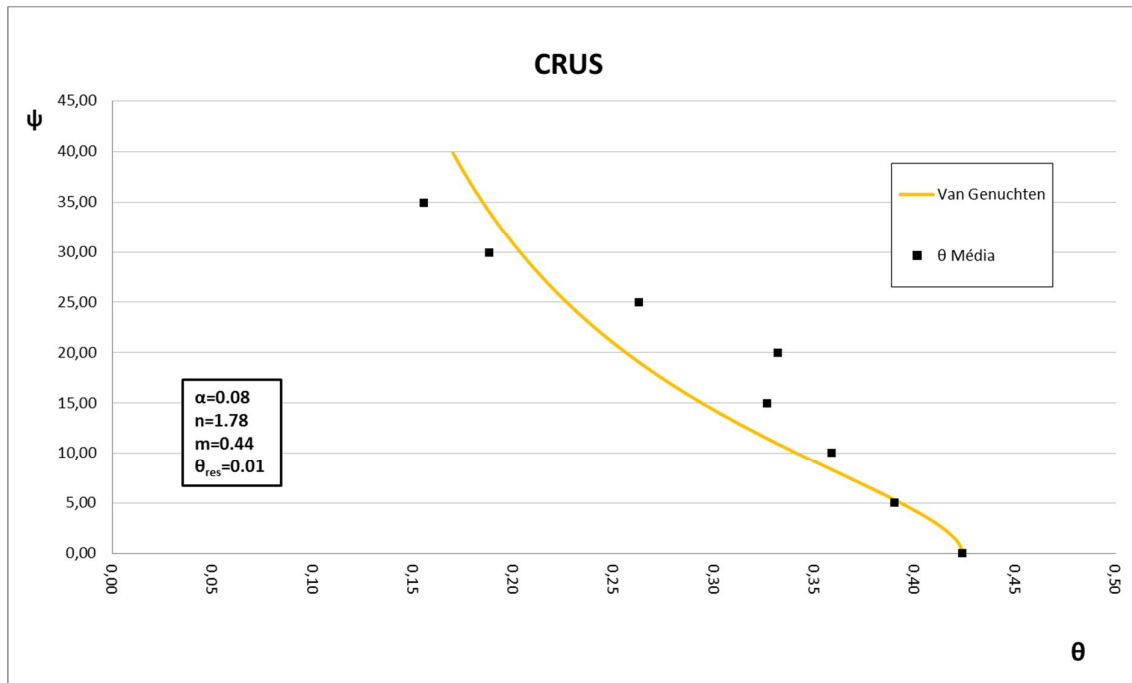


Figura 4.46 Curva de retenção de umidade do solo do modelo.

A condutividade hidráulica saturada da areia foi estimada a partir de ensaios em permeâmetro de carga constante. Os resultados indicam que a magnitude de condutividade hidráulica saturada, média de quatro determinações, é igual a $4,87 \times 10^{-3}$ cm/s.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram estimados a partir de ensaios de cisalhamento direto em amostras moldadas por chuva de areia na densidade relativa inicial igual a 40%. Apresenta-se na Figura 4.47 a envoltória de resistência obtida.

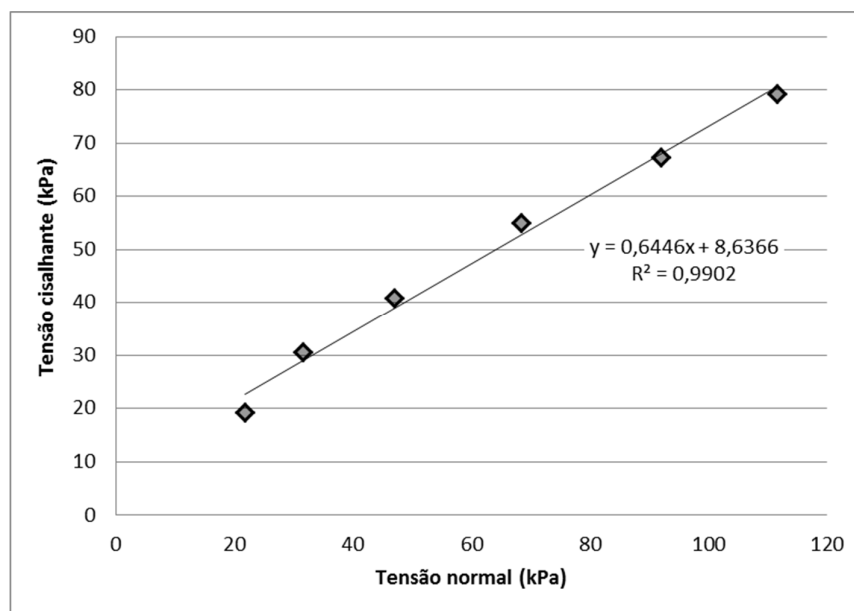


Figura 4.47 – Parâmetros de resistência do solo do modelo

4.3. SIMILITUDE PROTÓTIPO-MODELO

O fator de similitude geométrico selecionado foi de 1:50. O fator de similitude geométrico foi definido considerando-se uma dimensão máxima para o modelo igual a 4,5m de comprimento.

A função de similitude de sucção entre protótipo e modelo é obtida a partir da razão entre as respectivas CRUS. Apresenta-se na Figura 4.48 as CRUS dos solos do campo (protótipo) e do modelo, enquanto que a Figura 4.49 apresenta-se a função de similitude de sucção entre protótipo e modelo. Analisando a função, pode-se observar que o fator de escala de sucção entre protótipo e modelo é igual a 1 para magnitudes de sucção até 10 kPa. Para valores de sucção superiores a 10 kPa, o fator de escala cresce gradativamente até um valor máximo de 22 para valores de sucção da ordem de 2,5 MPa.

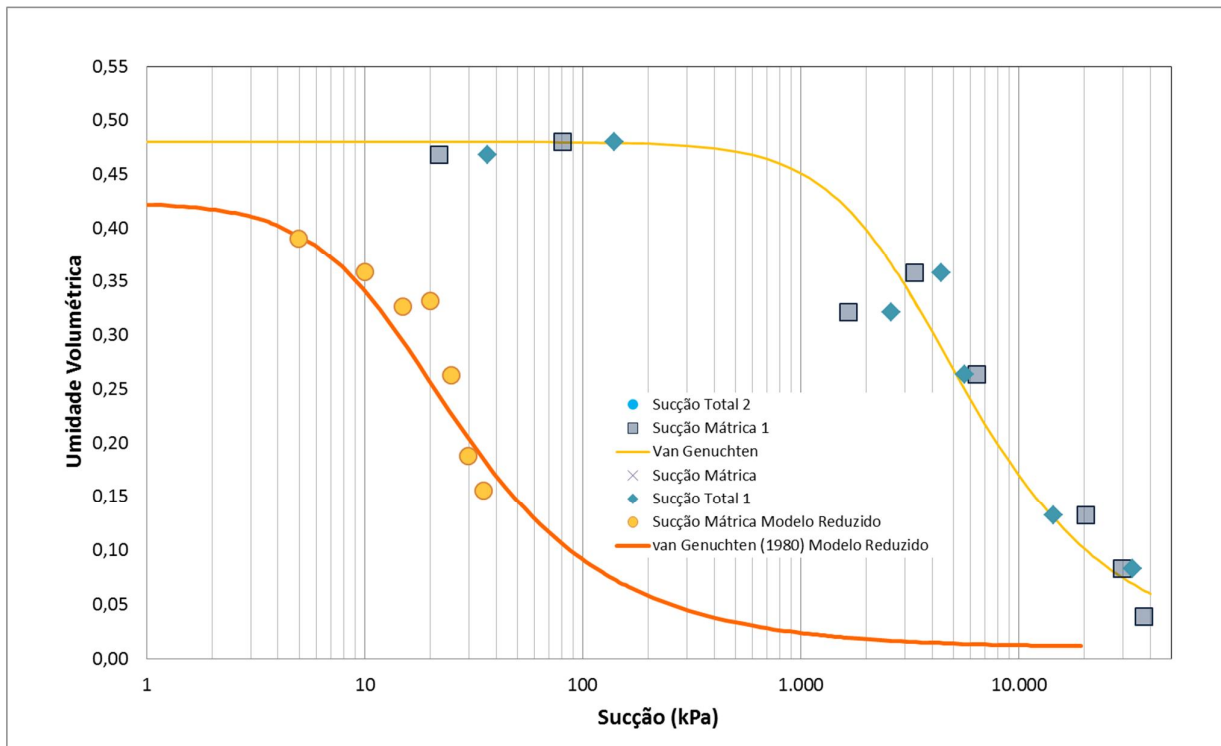


Figura 4.48 - Curvas de retenção de umidade do protótipo e do modelo

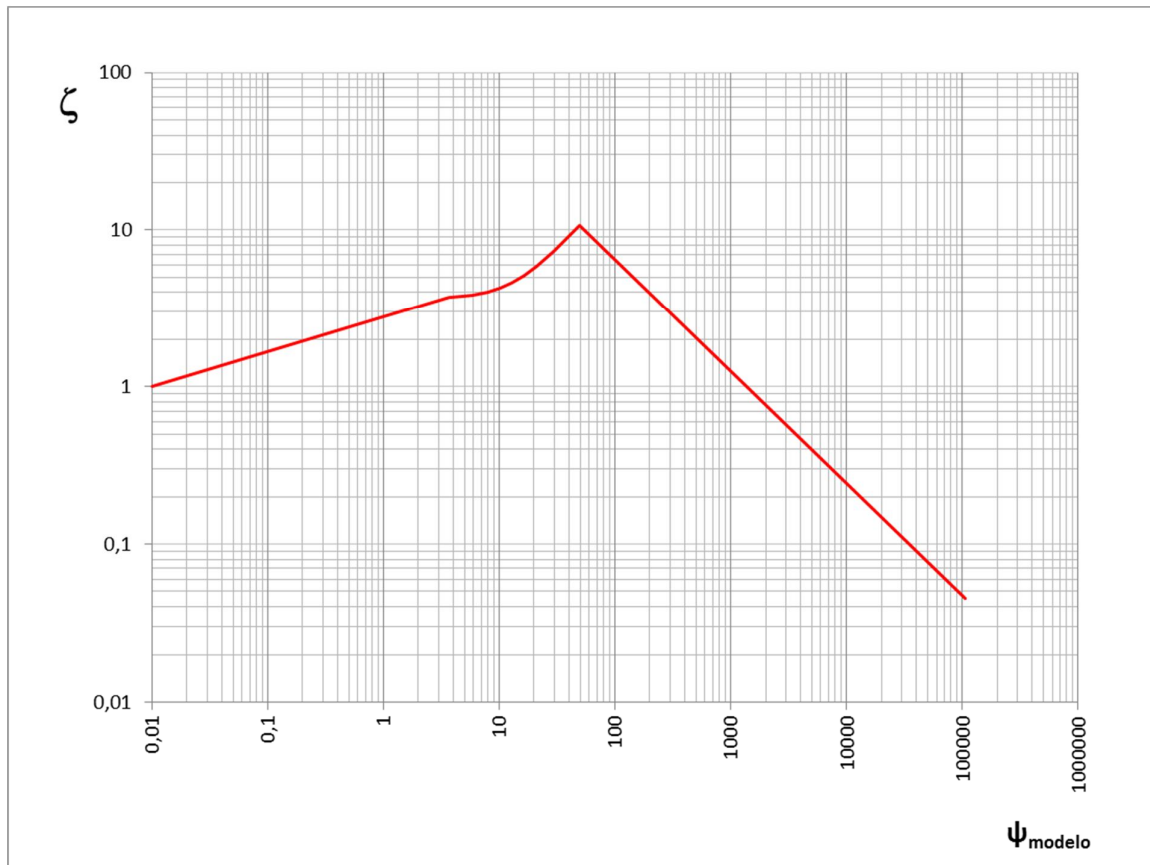


Figura 4.49 - Função de escala de CRUS protótipo-modelo.

Devido a incerteza da geometria e conectividade das fraturas, optou-se pela imposição de uma abertura padrão (igual a 1,5mm), linearidade e continuidade ao longo do eixo longitudinal do modelo (garantia de persistência), constância na profundidade (50mm) e rugosidade uniforme (dada pela pedra de arenito utilizada).

A transmissividade do sistema de faturamento foi avaliado realizando-se ensaios de simulação de chuva direta no faturamento, antes de modelar a superfície da encosta pela camada de areia. Apresenta-se na Figura 4.50 uma vista do teste de transmissividade do faturamento. Pode-se observar que durante o evento de precipitação o sistema de faturamento longitudinal tende a transbordar na região do sopé do topo rochoso da encosta devido a mudança de inflexão da declividade do faturamento.

Baseando-se nos resultados experimentais, pode-se definir o fator de escala de condutividade hidráulica saturada como sendo igual a $\lambda_k = 5 \cdot 10^{-4}$, correspondendo a um fator de escala de vazão igual a 1,25.



Figura 4.50 – Teste do procedimento de precipitação antes da colocação do solo.

4.4.CONSTRUÇÃO DO MODELO

4.4.1.Construção do topo rochoso

O modelo físico foi construído sobre uma plataforma de madeira reforçada com estrutura metálica. A rampa apresenta 4 metros de comprimento por 1,22m de largura. Em uma das laterais desta rampa foi instalado paramento de acrílico para possibilitar visualização de possíveis superfícies de ruptura durante a operação.

Foram analisadas informações advindas da investigação de campo: plantas topográficas, boletins de sondagem à percussão e relatório de investigação geofísica. A partir destas análises foi selecionada a região da encosta a ser reproduzida pela modelagem reduzida e foram projetados os perfis de subsolo com a geometria do topo rochoso e superfície do terreno a serem moldadas sobre a rampa (DAMBROSKI e SCHULTZ, 2012). A locação destes perfis está apresentada na Figura 4.51.

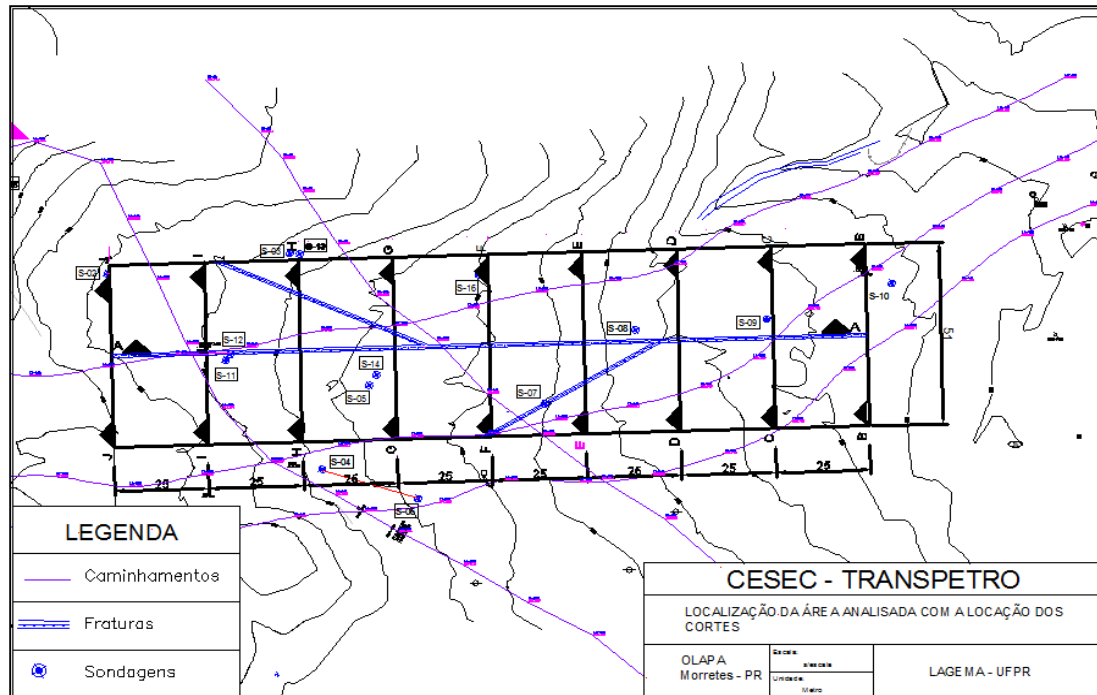


Figura 4.51 – Localização dos perfis de solo determinados para construção do modelo reduzido.

Os perfis selecionados foram locados na rampa e deu-se início à construção.



Figura 4.52 – Estágios de construção do modelo reduzido



Figura 4.53 – Topo rochoso e fraturamentos finalizados.

Foram construídos sistemas de fraturas longitudinais e transversais à declividade do talude de modo a simular os sistemas de fraturamento característicos da região da serra do mar do Paraná. Os sistemas de fraturamento foram simulados por placas de rocha assentes de forma a representar um fraturamento com seção transversal constante e conhecida: 2mm de largura por 50mm de profundidade. Para garantir que o rejunte entre as pedras não vazasse para dentro da fratura, impedindo assim o fluxo, utilizou-se fitas para isolar as duas paredes do fraturamento durante a secagem da massa. Oito bicos nebulizadores foram fixados ao longo das transversinas instaladas na parte superior da plataforma.

Finalizada a construção do topo rochoso e do fraturamento, instalados os bicos nebulizadores, a plataforma foi inclinada a 11°. Foram instaladas canaletas nas bordas da plataforma para coleta da água contida pela proteção lateral.

Em seguida foi depositado o solo sobre o topo rochoso pelo método da chuva de areia, utilizando um funil para manter a vazão constante, no qual foi feita uma adaptação para saída numa peneira para amortecer a queda, possibilitando um arranjo mais uniforme dos grãos.

Durante o procedimento de deposição do solo, foram inseridos blocos de gesso para monitoramento da sucção nas regiões onde previamente foram instalados os piezômetros (prioridade de monitoramento das regiões próximas aos fraturamentos).

4.4.2. Instrumentação da interface topo rochoso/solo

A instrumentação foi composta por piezômetros de tubo aberto, blocos de gesso, mini-pluviômetros e medidores de vazão (solo e fraturamento). Deu-se início à instalação dos piezômetros de tubo aberto que consistiram em mangueiras com 0.8mm de diâmetro interno que atravessaram a rampa por baixo e foram fixados na parede lateral do modelo para que fossem registradas a variação do nível d'água. A extremidade do tubo em contato com a superfície do modelo foi protegida por geotêxtil. Foram instalados 16 piezômetros ao longo do modelo. Este procedimento pode ser observado nas imagens da Figura 4.54.

Sobre o solo foram instalados quatro mini-pluviômetros em quatro pontos da encosta, um sob cada treliça, para monitoramento da intensidade de precipitação com a altura.

Os blocos de gesso foram posicionados próximo ao contato solo rocha.

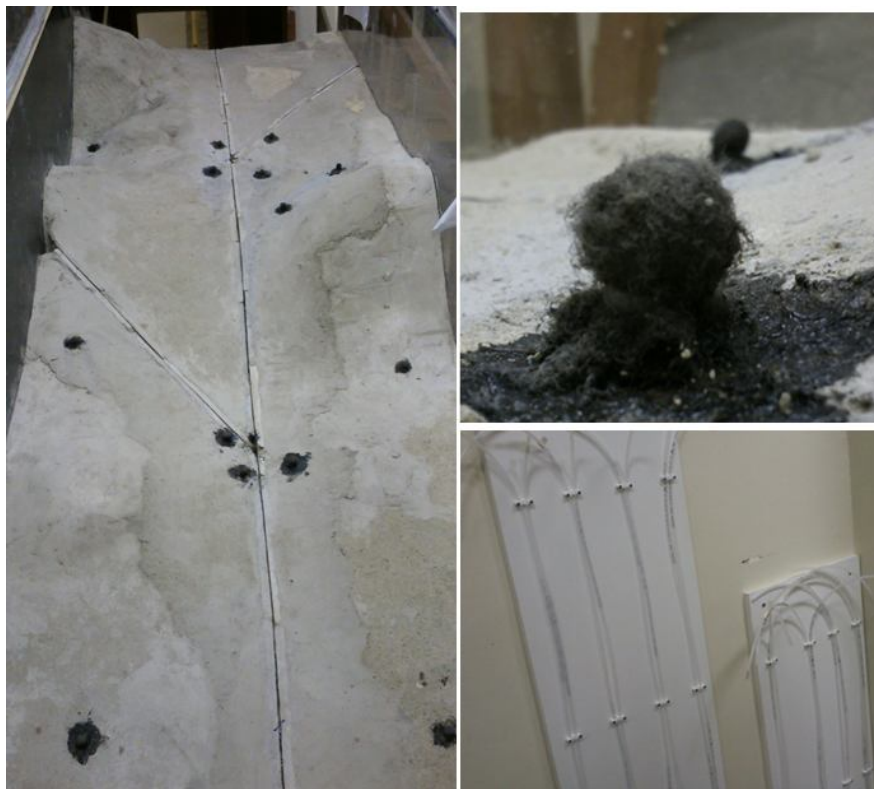


Figura 4.54 - Detalhe da instalação dos piezômetros de tubo aberto.

4.4.3. Montagem e calibração do sistema de simulação de precipitação pluvial

Foi montado o sistema de pressurização de água que consistiu em um cilindro de aço para armazenamento da água, no qual foi instalada uma entrada para o ar comprimido na parte superior e na parte inferior, a tubulação para saída de água pressurizada para alimentação dos bicos nebulizadores.

A chuva foi testada antes da colocação do solo sobre o topo rochoso para avaliação do padrão de fluxo de água no contato com a superfície rochosa.

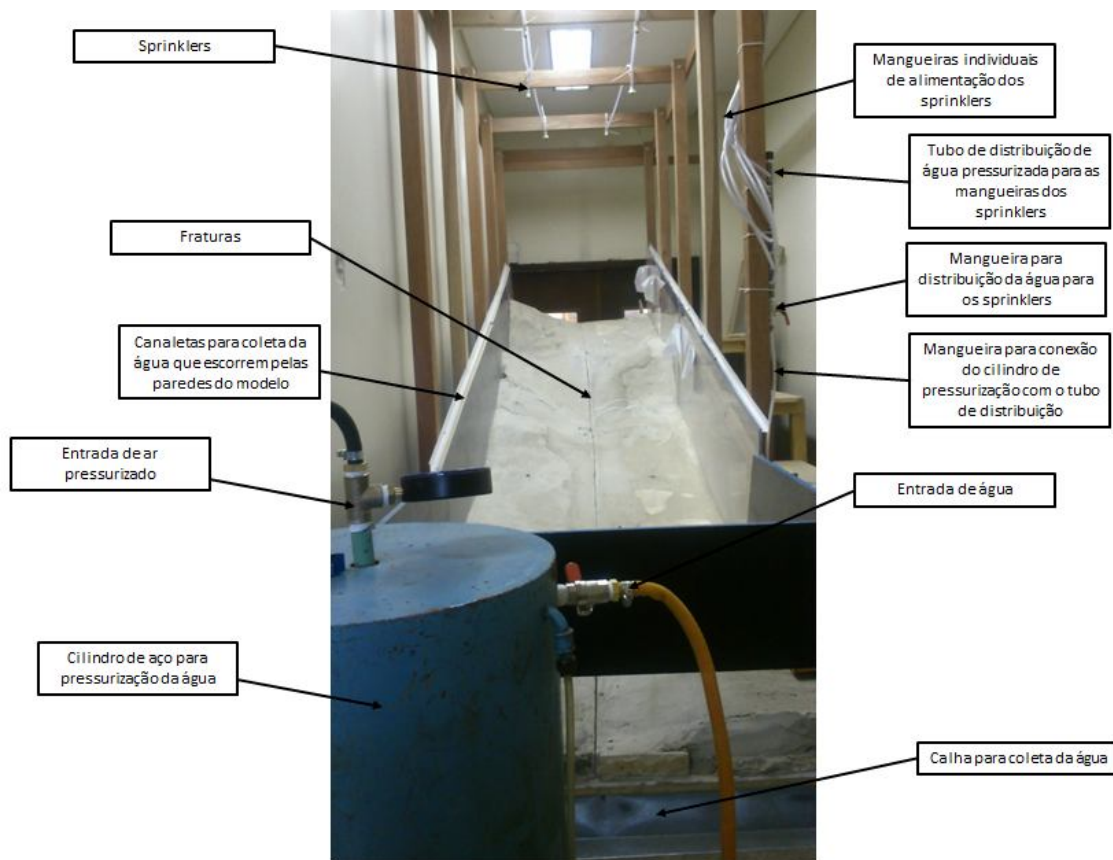


Figura 4.55 - Sistema de pressurização da água para simulação da precipitação.

4.4.4. Deposição do solo e instalação da instrumentação superficial

Conforme apresentado na Figura 5.56, o modelo foi finalizado com a deposição do solo com controle de vazão e altura de queda para densidade uniforme. Posteriormente foram instalados os blocos de gesso e mini pluviômetros.

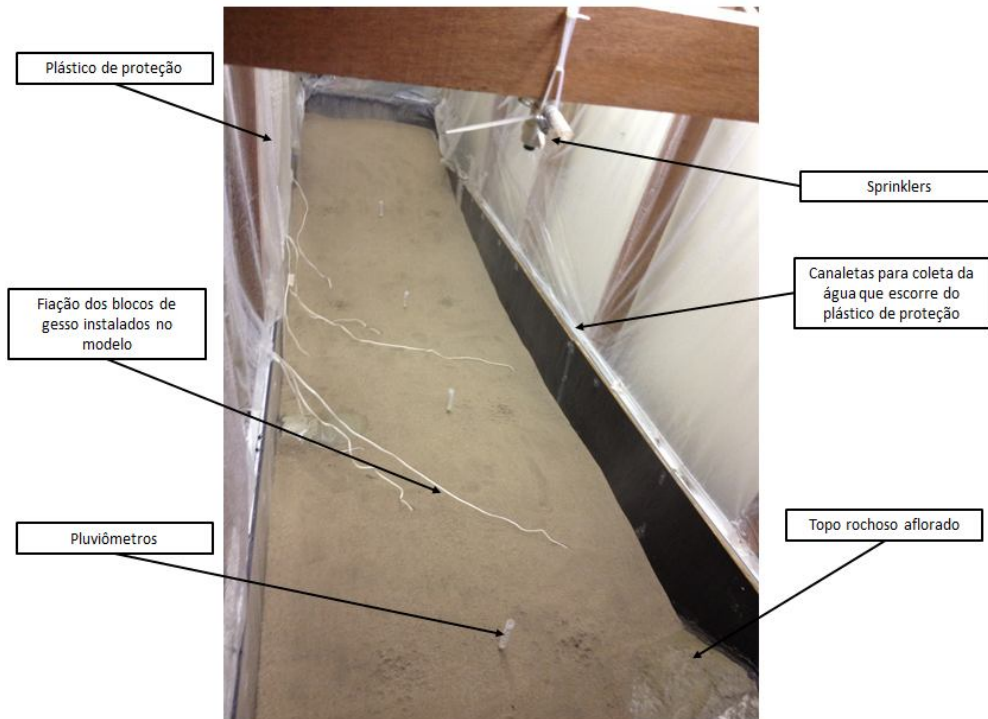


Figura 4.56 - Modelo físico pronto em procedimento de análise.

4.5. ENSAIOS NO MODELO REDUZIDO

4.5.1. ENSAIO TIPO 1 – Intensidade de Precipitação Constante

O primeiro padrão de precipitação a ser avaliado foi mantendo pressão de ar constante no cilindro: quatro eventos para pressão de 25 psi e outros quatro para pressão em torno de 20 psi, sendo esta a pressão mínima para garantir fluxo de água pelos bicos nebulizadores.

Para cada evento foi monitorada a precipitação acumulada através dos mini pluviômetros instalados a diferentes alturas da encosta. Também foram realizadas as leituras dos blocos de gesso antes e após cada evento. Estes dados constam na Tabela 4.12.

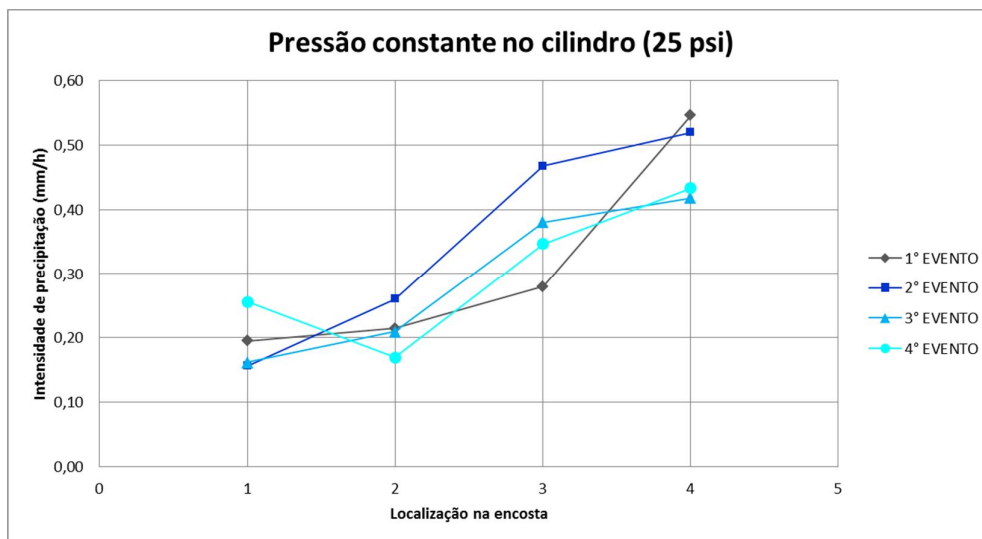


Figura 4.57 – Intensidades de precipitação registradas pelos pluviômetros nos quatro primeiro eventos.

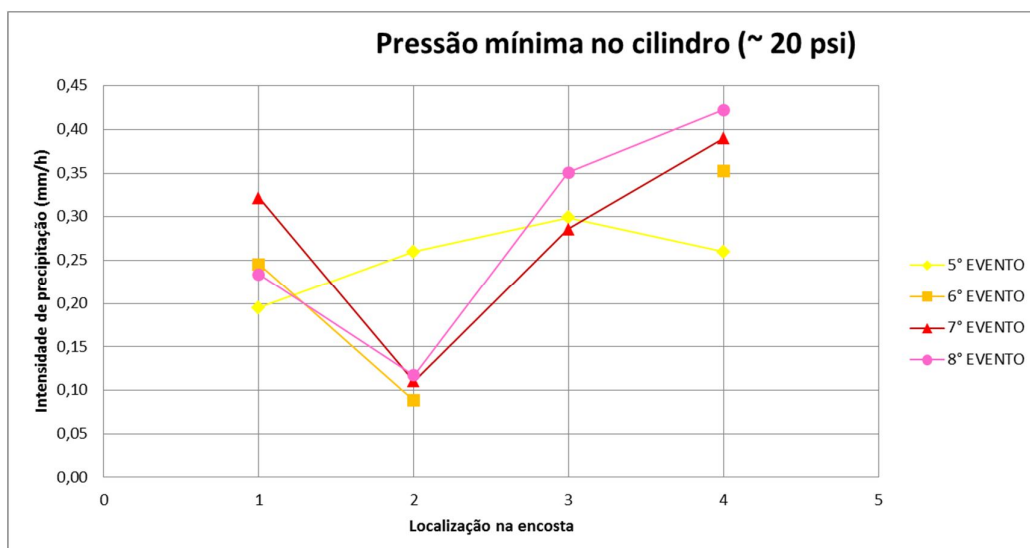


Figura 4.58 – Intensidades de precipitação registradas nos eventos de 5 a 8.



Figura 4.59 – Detalhes: frente de umedecimento e pluviômetro instalado na superfície



Figura 4.60 – Vista da encosta reduzida antes de serem observados pontos de instabilidade.

Tabela 4.12 – Sucções monitoradas no modelo através dos blocos de gesso e sucções correspondentes estimadas para o protótipo

Data:	29/11/2012			
Hora:	Pré chuva			
Numero	Leitura	Ψ_{modelo}	ζ	$\Psi_{\text{protótipo}}$
1	30	3,16kPa	3,6051	11,41
2	25	3,46kPa	3,6664	12,70
3	15	4,15kPa	3,7554	15,58
4	19	3,86kPa	3,7251	14,37
5	47	2,33kPa	3,3238	7,74
6	42	2,55kPa	3,4164	8,71
7	38	2,74kPa	3,4852	9,55

Data:	29/11/2012			
Hora:	Pós chuva			
Numero	Leitura	Ψ_{modelo}	ζ	$\Psi_{\text{protótipo}}$
1	49	2,25kPa	3,2851	7,38
2	51	2,17kPa	3,2455	7,03
3	46	2,37kPa	3,3429	7,92
4	50	2,21kPa	3,2654	7,20
5	69	1,57kPa	2,8675	4,49
6	67	1,62kPa	2,9103	4,72
7	61	1,81kPa	3,0384	5,49

Data:	30/11/2012			
Hora:	Pré chuva			
Numero	Leitura	Ψ_{modelo}	ζ	$\Psi_{\text{protótipo}}$
1	35	2,89kPa	3,5331	10,21
2	31	3,11kPa	3,5915	11,16
3	22	3,66kPa	3,6978	13,52
4	26	3,40kPa	3,6550	12,43
5	58	1,91kPa	3,1017	5,92
6	53	2,09kPa	3,2051	6,70
7	56	1,98kPa	3,1434	6,22

Data:	29/11/2012			
Hora:	Pós chuva			
Numero	Leitura	Ψ_{modelo}	ζ	$\Psi_{\text{protótipo}}$
1	49	2,25kPa	3,2851	7,38
2	41	2,59kPa	3,4341	8,91
3	32	3,05kPa	3,5775	10,92
4	38	2,74kPa	3,4852	9,55
5	69	1,57kPa	2,8675	4,49
6	67	1,62kPa	2,9103	4,72
7	62	1,78kPa	3,0171	5,36

Data:	03/12/2012			
Hora:	Pré chuva			
Numero	Leitura	Ψ_{modelo}	ζ	$\Psi_{\text{protótipo}}$
1	33	3,00kPa	3,5631	10,68
2	27	3,34kPa	3,6432	12,17
3	18	3,93kPa	3,7333	14,67
4	23	3,59kPa	3,6878	13,24
5	54	2,05kPa	3,1847	6,54
6	50	2,21kPa	3,2654	7,20
7	55	2,02kPa	3,1641	6,38

Data:	03/12/2012			
Hora:	Pós chuva			
Numero	Leitura	Ψ_{modelo}	ζ	$\Psi_{\text{protótipo}}$
1	39	2,69kPa	3,4685	9,33
2	32	3,05kPa	3,5775	10,92
3	28	3,28kPa	3,6310	11,91
4	31	3,11kPa	3,5915	11,16
5	69	1,57kPa	2,8675	4,49
6	67	1,62kPa	2,9103	4,72
7	63	1,74kPa	2,9958	5,23

4.5.2. ENSAIO TIPO 2 – Precipitação com Picos de Intensidade

Outro padrão de precipitação ensaiado foi com variação da pressão de ar no cilindro, visando simular um pico de precipitação durante o terço central do tempo de duração do evento.

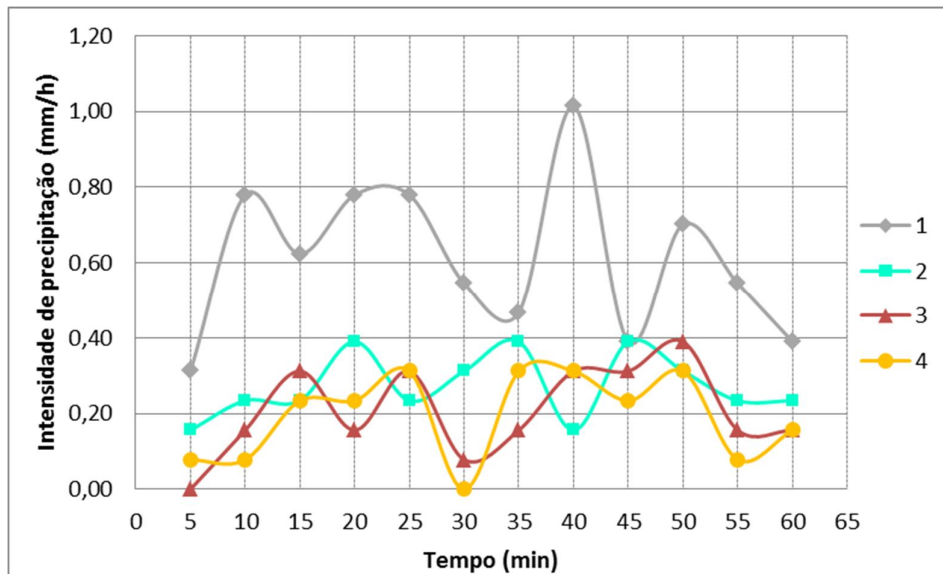


Figura 4.61 – Intensidades de precipitação registradas pelos pluviômetros durante ensaio do tipo 2

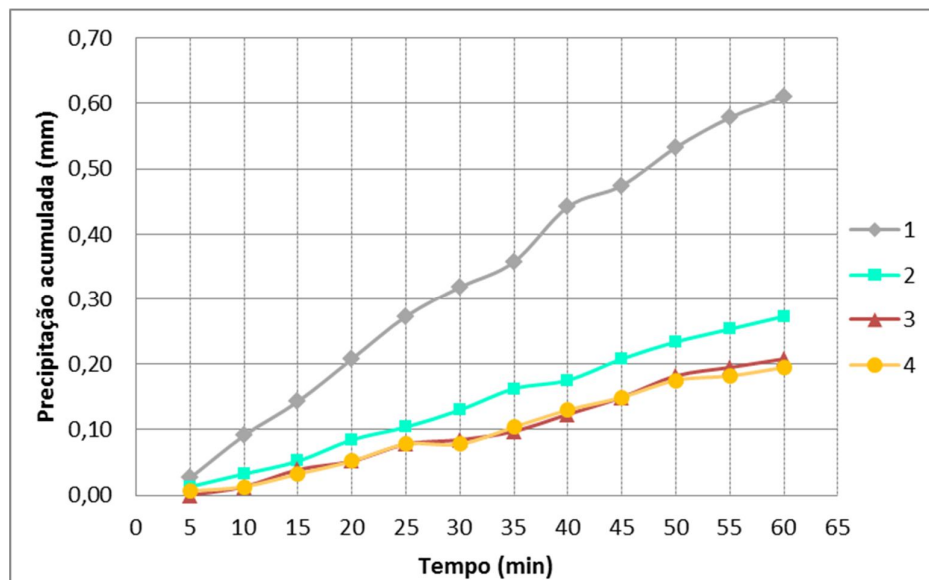


Figura 4.62 – Precipitações acumuladas nos pluviômetros durante o ensaio do segundo padrão de precipitação

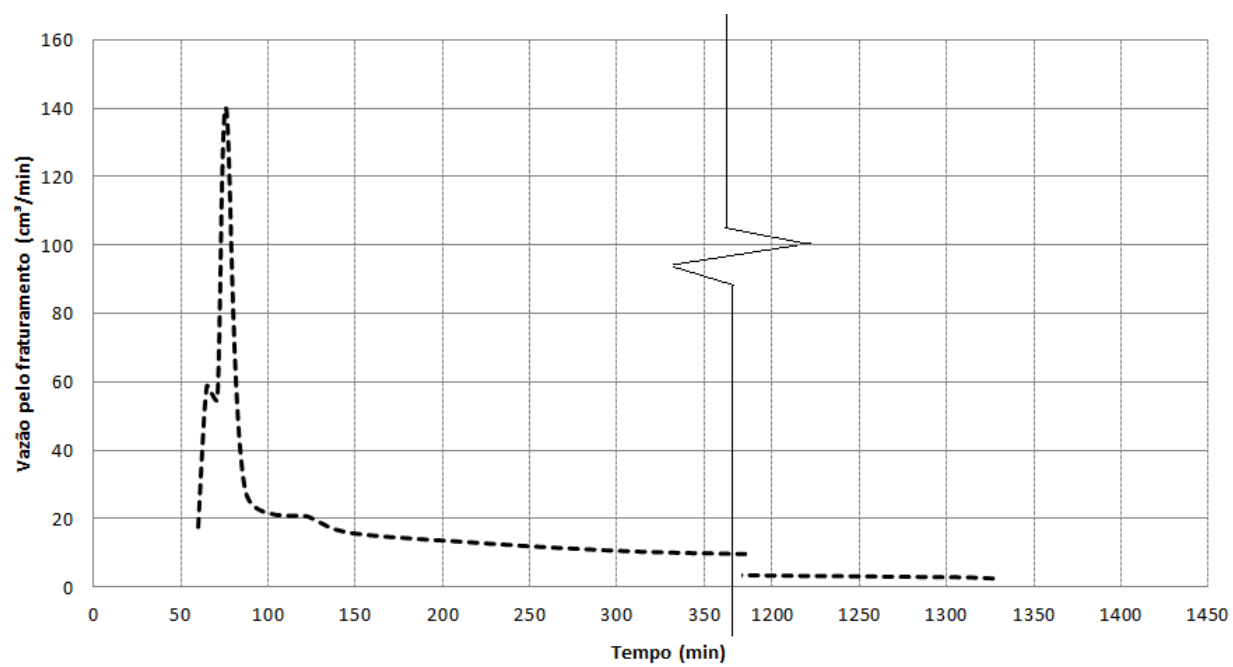


Figura 4.63 – Vazão pelo fraturamento referente ao evento de precipitação tipo 2.

4.5.3. ENSAIO TIPO 3 – Intensidade de precipitação decrescente

O terceiro padrão de precipitação ensaiado foi com pressão de ar no cilindro partindo de 50 psi e sendo diminuída a cada terço de tempo de ensaio chegando à pressão mínima de 20 psi. Foram realizados dois eventos para este padrão de precipitação.

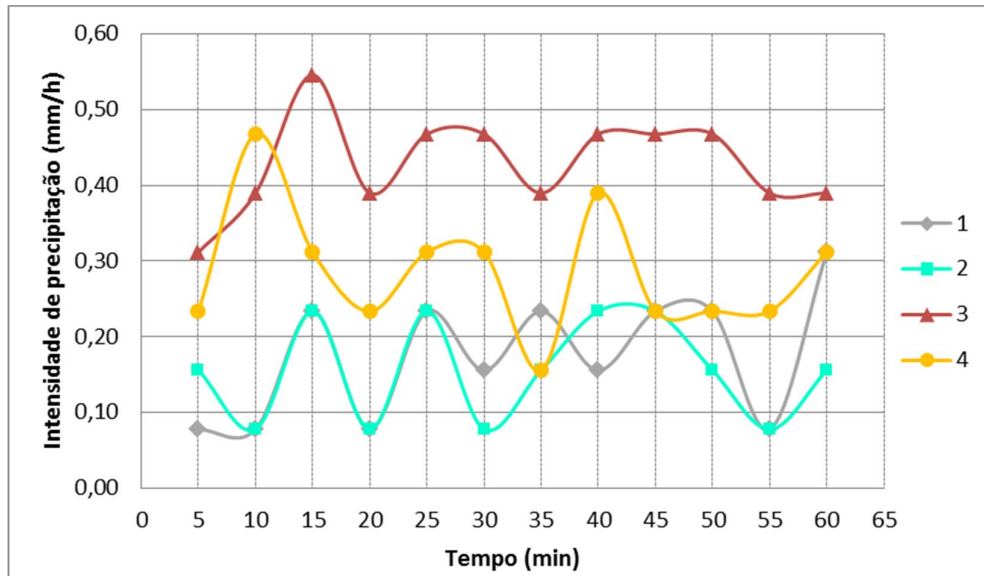


Figura 4.64 – Intensidades de precipitação registradas no ensaio tipo 3

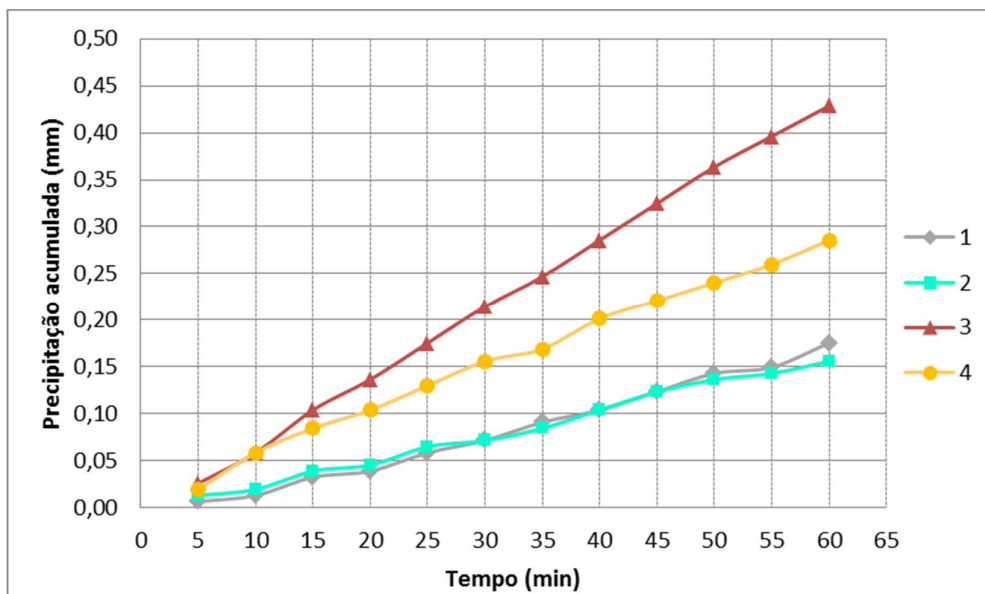


Figura 4.65 – Precipitação acumulada registradas pelos pluviômetros durante o terceiro tipo de precipitação avaliado.

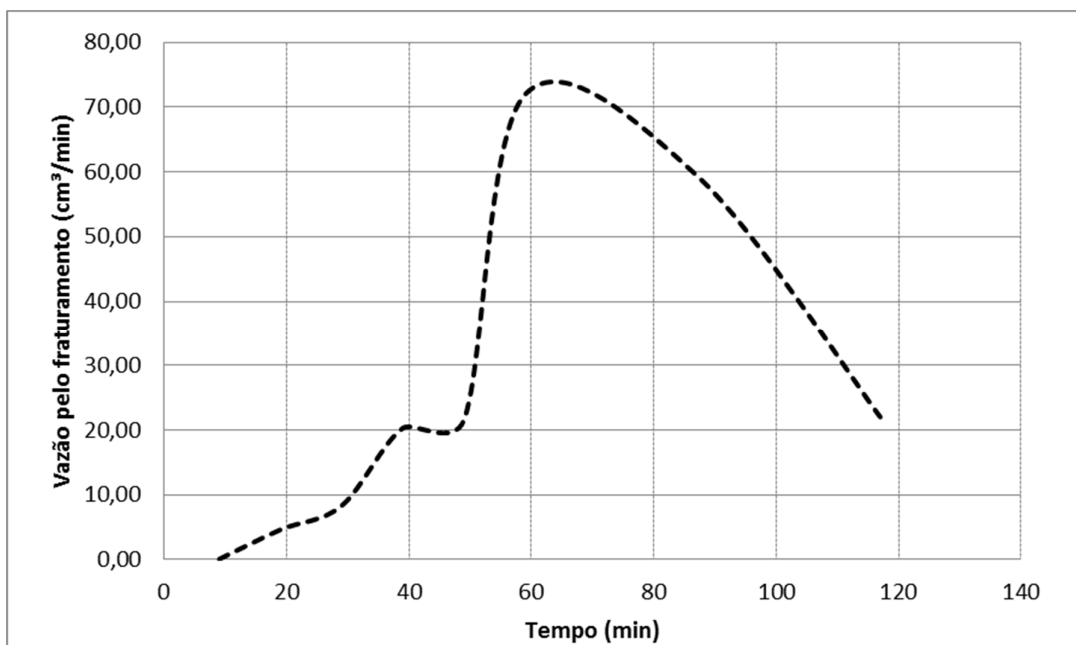


Figura 4.66 – Vazão observada pelo fraturamento em resposta ao padrão de precipitação tipo 3.

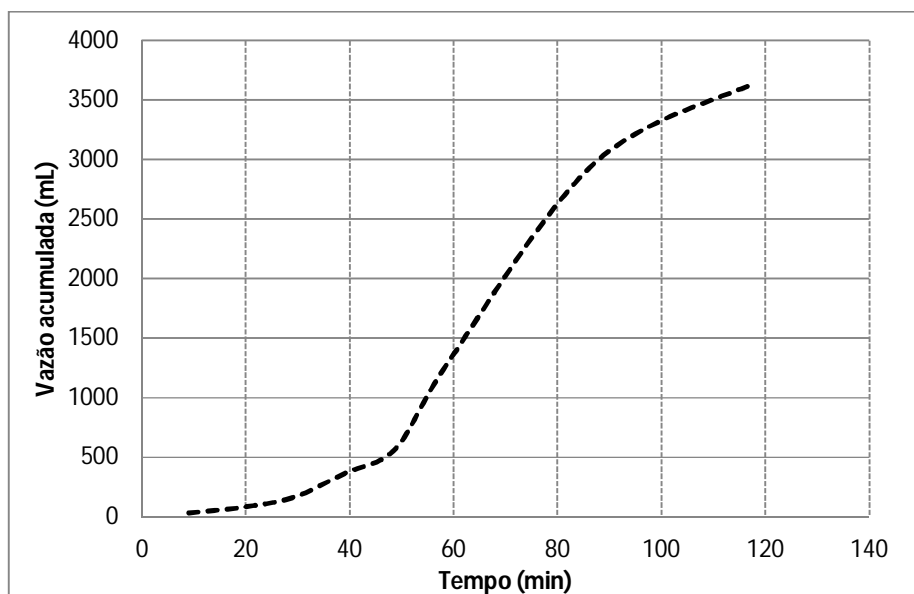


Figura 4.67 – Vazão acumulada observada pelo fraturamento em resposta à intensidade de precipitação decrescente.

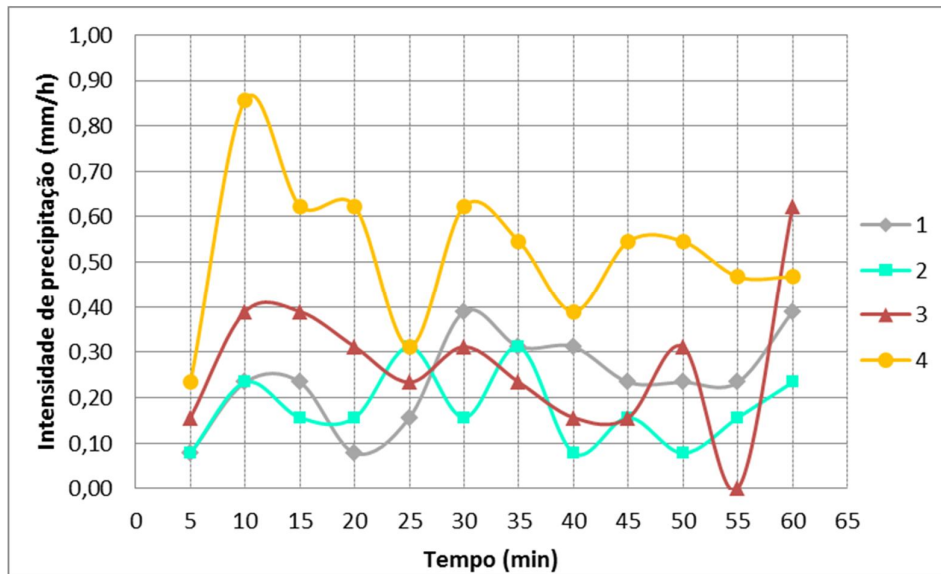


Figura 4.68 – Intensidade de precipitação registrada no segundo evento de precipitação tipo 3.

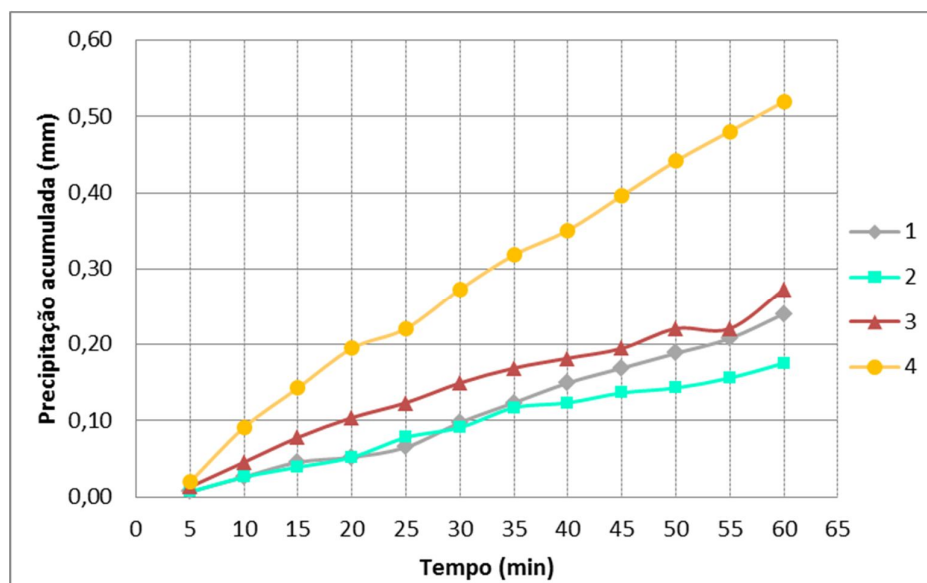


Figura 4.69 – Precipitação acumulada registrada no segundo evento de precipitação tipo 3.

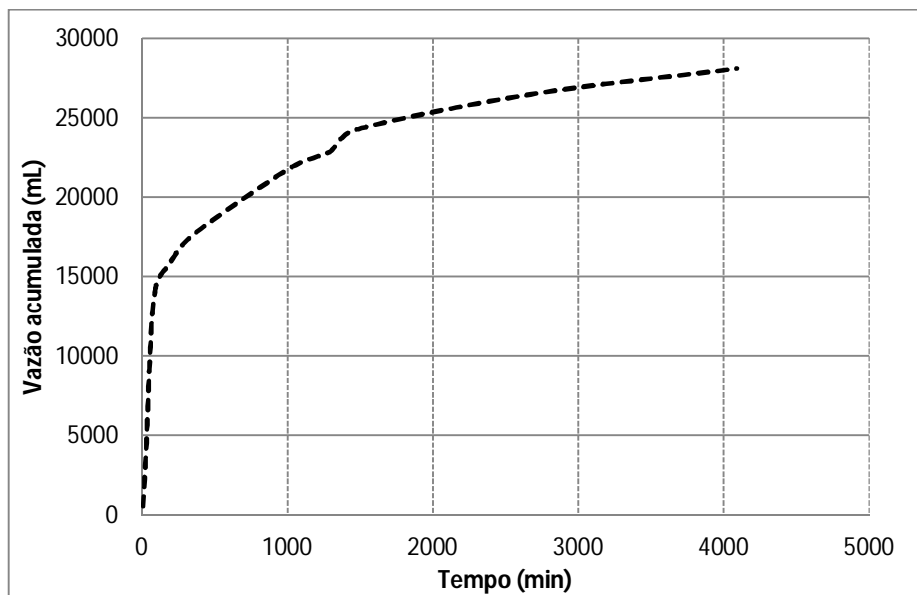


Figura 4.70 – Vazão acumulada pelo fraturamento referente ao segundo evento de precipitação tipo 3.

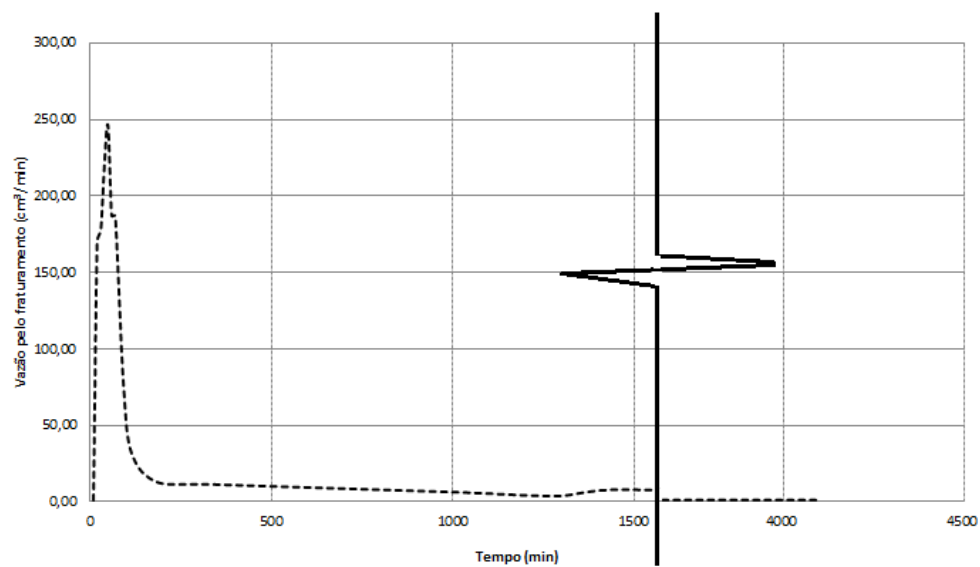


Figura 4.71 – Vazão pelo fraturamento monitorada referente ao segundo evento tipo 3.

5. DISCUSSÕES

A evolução da estabilidade da encosta foi avaliada através da observação fotográfica do aparecimento e evolução de fraturas no solo, deslocamentos de massa e rupturas no solo do modelo, mapeando-se posicionamento, aberturas, áreas de ruptura, profundidades de modo a ser estimado o tipo de movimento de instabilização e a quantidade de material envolvido (quando pertinente), relacionando-os com os respectivos padrões de precipitação e intensidade, incluindo-se também os respectivos padrões de fluxo pelo fraturamento.

No evento 1 caracterizado por uma intensidade média de precipitação igual a 0,3 mm/h e precipitação acumulada igual a 0,55 mm em 60 minutos, o solo da encosta apresentava-se totalmente seco. Durante o experimento, observou-se que a encosta ficou estável ao longo de todo o período de precipitação. Não houve a observação de fluxo pelo fraturamento durante ou após a aplicação da chuva. No evento 2 caracterizado por intensidades de precipitação variando entre 0,16 a 0,52 mm/h e precipitações acumuladas variando entre 0,13mm na crista do talude e 0,04 mm na região do sopé, também não foi observado qualquer fluxo pelo fraturamento. Os dois eventos somados contribuíram para a formação do perfil de umidade da encosta.

No evento 3, caracterizado por intensidades de precipitação variando entre 0,22mm/h no sopé e 0,57mm/h na crista do talude, correspondendo a precipitações acumuladas iguais a 0,57mm na crista e 0,22 mm no sopé em 82 minutos, observou-se a indução de movimento de rastejo caracterizado pelo aparecimento de fraturas transversais ao eixo do talude ao longo da porção média do mesmo (Figura 5.1). O monitoramento destas fraturas ao longo do tempo indicou que estas aumentaram em comprimento e abertura por um período de 24h após o término do evento de precipitação. As sucções medidas pelo bloco de gesso variaram entre 1,15 kPa e 3,4 kPa correspondendo a valores no protótipo iguais a 25 e 60 kPa.



Figura 5.1 – Trincas de ruptura observadas durante ensaio no modelo.



Figura 5.2 – Trincas observadas após o evento 3

A resposta observada no modelo, quando imposto o quarto evento de precipitação mudou consideravelmente. Neste caso as fraturas tenderam a se fechar e observou-se a formação de uma superfície de ruptura rasa, com profundidades variando entre 0,4 mm e 20 mm próximo ao afloramento do topo rochoso. De modo geral, a resposta da encosta do modelo nos eventos sucessivos foi similar ao terceiro e quarto eventos, com propagação da fissuração do solo de superfície em direção ao sopé da encosta. A resposta típica de fluxo pelo fraturamento pode ser observada já que as curvas indicam uma inércia de magnitude em relação à curva de precipitação.

Relacionando-se as magnitudes de sucção mátrica observadas no modelo (variando de 1,57kPa a 4,15kPa) à função de similitude de sucção do protótipo, pode-se observar pela Tabela 4.12 que as respectivas sucções do protótipo variariam entre 4,49 kPa e 15,58 kPa para condições similares de saturação. Estas magnitudes de sucção estimadas são condizentes com as magnitudes de sucção observadas nos ensaios de cisalhamento direto em amostras na umidade natural.



Figura 5.3 - Processos de instabilização e ruptura observados.

6. CONCLUSÕES

Foram estudadas as características hidromecânicas de uma encosta natural localizada na Serra do Mar paranaense e desenvolvido um modelo reduzido da mesma encosta visando estudar a resposta geodinâmica da encosta baseando-se nos padrões de precipitação ao longo do tempo. Foram deduzidos fatores de escala relacionando grandezas do protótipo às respectivas grandezas do modelo reduzido, tais como fatores de escala de sucção, geométricos, de precipitação, tamanho de gota entre outros. Dos resultados dos estudos pode-se concluir que:

- As características de resistência ao cisalhamento do solo natural não saturado são consideravelmente influenciadas pelo método de ensaio. Os resultados indicaram que ensaios de cisalhamento direto com deslocamento imposto tendem a fornecer valores de $\tan\phi^b$ inferiores aos respectivos valores obtidos com ensaios de cisalhamento direto com força cisalhante imposta. A comparação dos resultados das envoltórias com amostras inundadas apontam que os ensaios com deslocamentos impostos tendem a fornecer valores de ângulo de atrito superiores aos valores obtidos utilizando-se ensaios com força cisalhante imposta.
- Os fatores de similitude de sucção mátrica forneceram magnitudes de sucção mátrica do protótipo compatíveis com as magnitudes observadas experimentalmente nas amostras de cisalhamento direto na umidade natural.
- Os padrões de precipitação possuem menos influência na resposta dinâmica da encosta do que a quantidade de precipitação acumulada em um determinado período de tempo. Dependendo do período de tempo entre precipitações sucessivas o sistema de fraturamento apresenta-se insensível ao aumento de precipitação na superfície. Tal fato indica uma capacidade máxima de transmissividade do fraturamento.
- A instrumentação por mini-pluviômetros indica que a chuva em encosta tende a ser uma chuva orográfica, com magnitudes de intensidade variando entre o sopé da encosta e a crista. Este fato não é comumente considerado quando da modelagem do efeito da chuva no padrão de fluxo em encostas.
- A técnica de modelagem reduzida mostrou-se extremamente interessante de ser utilizada para a avaliação da resposta geodinâmica de encostas. O estudo do padrão de infiltração e fluxo de água através do modelo reduzido possibilitou o melhor entendimento do padrão de fluxo hidrogeológico da encosta natural.

7. TRABALHOS FUTUROS

Como trabalhos futuros sugere-se a modelagem numérica do modelo, aplicação dos fatores de escala e comparação com os dados de instrumentação de campo da encosta natural, além de calibração de modelagem numérica para previsão dos movimentos de terra na região.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, A.B. (2001) "O emprego do permeâmetro Guelph na determinação da permeabilidade do solo, de camadas de lixo e da sua cobertura." Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS (1994). ASTM D 5298/94: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. USA.

ANDRADE, M.H.N., CAMPOS, T.M.P., VARGAS, E.A. (1992). Retroanálise do escorregamento do Cactáreo. Anais do 1o COBRAE. pp.161-172. ABMS, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação de massa específica. ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990) NBR 12007: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional – Método de ensaio. ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). NBR 6502: Rochas e Solos. ABNT.

AVELAR, A.S. e LACERDA, W.A. (1997). Causas iniciais do movimento de massa da encosta do Soberbo, Rio de Janeiro, Brasil. Proc. of 2nd Pan-American Symposium on Landslides, pp.5-12, ABMS, Rio de Janeiro.

BARDET, J.P. (1997). Experimental Soil Mechanics. Prentice Hall: Upper Saddle River, NJ.

BERNARDES, G.P., ANTUNES, F.S. e MUNECHIKA, V.L. (1992). Propriedades geotécnicas de um solo residual de leptinito da região do mirante Dona Marta, Rio de Janeiro. Anais do 1o COBRAE. pp.419-431. ABMS, Rio de Janeiro.

BISHOP, A.W., BLIGHT, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique, vol. 13, nº3, pp. 177 – 193.

BRESSANI, L.A., BICA, A.V.D., PINHEIRO, R.J.B., FERREIRA, P.M.V. e RIGO, M.L. (1997). Mechanisms of instability of a colluvium slope in Teutônia, Rio Grande do Sul. Proc. of 2nd Pan-American Symposium on Landslides, pp.361-367, ABMS, Rio de Janeiro.

BRUGGER, P.J., ERLICH, M. e LACERDA, W.A. (1997). Movements, piezometric level and rainfall at two natural soil slopes. Proc. of 2nd Pan-American Symposium on Landslides, pp.12-19, ABMS, Rio de Janeiro.

CAMPOS, T.M.P., DELL'AVANZI, E., AMARAL, C. e VARGAS Jr., E.A. (1997). Instabilization factors of a residual soil slope in Nova Friburgo, Rio de Janeiro. Proc. of 2nd Pan-American Symposium on Landslides, pp.967-975, ABMS, Rio de Janeiro.

CLEMENTINO, R.V. e LACERDA, W.A. (1992). Resistência ao cisalhamento dos solos residuais e coluvionares de granito do escorregamento da rua Licurgo, RJ. Anais do 1o COBRAE. pp.463-478. ABMS, Rio de Janeiro.

DAMBROSKI, M., SCHULTZ, W.(2012), “Desenvolvimento de modelo reduzido visando modelagem de encosta natural” Trabalho de conclusão. Coordenação do curso de Engenharia Civil – UFPR.

DAS, B. M.(2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Tradução: All Tasks. São Paulo, SP: Thomson Learning.

DELL'AVANZI, E. GUIZELINI, A.P., SILVA, W.R., NOCKO, L.M. (2010) Potential use of induced soil-water repellency technique to improve the performance of landfill's alternative final cover systems. Unsaturated Soils – Teoretical and Numerical Advances in Unsaturated Soil Mechanics. Proceedings of 4th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils, Newcastle, Austrália.

DELL'AVANZI, E., BERNARDES, G.P. e PINHEIRO, P.L. (1998). Considerações a respeito de dois métodos de previsão de capacidade de carga de estacas injetadas. Anais do XI COBRAMSEG, pp.1615-1622, ABMS, Brasília.

DELL'AVANZI, E., G.P. BERNARDES, e H.A.C. ANDRADE.(2000). Solução em Cortina Grampeada para recuperação de uma estrada em área de Proteção Ambiental. *VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*.

DELL'AVANZI, E., H. GODOY, G.P. BERNARDES, e H. JARROUGE. (2006). “Estudo do comportamento de estruturas grampeadas utilizando modelos reduzidos - conceitos teóricos para garantia da similitude modelo-protótipo.” *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*.

DELL'AVANZI, E., H.A.C. ANDRADE, e C.S. AMARANTES.(2009). “Estimativa do Comportamento sazonal do fluxo ao longo de uma encosta em Nova Trento (SC) visando a

avaliação da variabilidade temporal da estabilidade.” *V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas*.

FREDLUND D.G., MORGENSTERN, N.R., WIDGER, R.A. (1978) The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 15, n°3, pp.313 – 321.

FURLAN, G.C. (2008). Avaliação da Influência de um Agente Repelente Sobre as Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de um Solo Arenoso. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de construção Civil, Universidade Federal do Paraná.

GASPARINI, A. (2006). Transporte dutoviário e meio ambiental: o controle da rede de dutovias terrestres da PETROBRÁS operadas pela TRANSPETRO. Rio de Janeiro.

GUIZELINI, A.P.(2007). “Modelagem de Fluxo Não Saturado Unidimensional em Planilhas Eletrônicas.” Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

GUIZELINI, A.P.(2011) Estudo do comportamento hidromecânico de solos visando a construção de sistemas de cobertura alternativos para aterros sanitários. Dissertação de Mestrado PPGECC – UFPR. Curitiba, PR.

INPE. “Boletim do Grupo de Pesquisa em Mudanças Climáticas - GPMC.” 8 (site do INPE acesso em maio 2009).

LACERDA, W.A. e LOPES, F.R. (1992). Características geotécnicas de um perfil de alteração na crista de uma encosta gnáissica do maciço do Corcovado, RJ. *Anais do 1o COBRAE*. pp.433-443. ABMS, Rio de Janeiro.

LACERDA, W.A. e SILVEIRA, G.C. (1992). Características de resistência ao cisalhamento e de compressibilidade dos solos residuais e coluvionares da encosta do Soberbo, RJ. *Anais do 1o COBRAE*. pp.445-461. ABMS, Rio de Janeiro.

LACERDA, W.A., Santos Jr., O.F., Erlich, M. (1997). Efeitos das variações de poro-

LAMBE, T.W., e R.V. WHITMAN.(1969). *Soil Mechanics*. John Wiley e Sons, Inc.

LINS, A.H.P. (1992). Parâmetros de resistência de um solo residual compactado não saturado. *Anais do 1o COBRAE*. pp.503-513. ABMS, Rio de Janeiro.

LISBOA, R.L.L. (2006). Determinação da Condutividade Hidráulica Não Saturada de Solos Residuais com o Permeâmetro Guelph e Ensaio de Laboratório. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.

MACFARLANE, D.F. (2009) “Observations and predictions of the behaviour of large, slow-moving landslides in schist, Clyde Dam reservoir, New Zealand.” *Engineering Geology*, 5-15.

NASCIMENTO, N.A., E. DELL'AVANZI, e S.C. NETTO.(2009) "Acidentes geotécnicos de 2008 em Santa Catarina: uma visão mais abrangente." *V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas*.

PETROBRÁS - *Petróleo Brasileiro S/A. Relatórios Anuais de 2004 e 2005*. .
www.petrobras.com.br (acesso em 30 de mar de 2011).

PINHEIRO, R.J.B., BRESSANI, L.A. e BICA, A.V.D. (1997). A study on the residual shear strength of two unstable slopes in the state of Rio Grande do Sul. *Proc. of 2ndPan-American Symposium on Landslides*, pp.443-452, ABMS, Rio de Janeiro.

REIS, R.M., AZEVEDO, R.F. (1998). Características de deformabilidade e resistência de um solo residual de Gnaiss da região metropolitana da cidade de Viçosa. *Anais do XI COBRAMSEG*, pp.213-220, ABMS, Brasília.

ROCHA, J.C.S., ANTUNES, F.S. e ANDRADE, M.H.N. (1992). Caracterização geológica-geotécnica preliminar dos materiais envolvidos nos escorregamentos da Vista Chinesa. *Anais do 1º COBRAE*. pp.491-502. ABMS, Rio de Janeiro.

RODRIGUES, R. (1992). Massas coluvionares: velocidade de deslocamento nas encostas da Serra do Mar. *Anais do 1o COBRAE*. pp.357-369. ABMS, Rio de Janeiro.

SCHMERTMANN, J.H. (2006). Estimating Slope Stability Reduction due to Rain Infiltration Mounding." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 1219 - 1228.

SILVA, D.R.P. (2009). Estudo do Comportamento de Cortinas Grampeadas Utilizando Modelos Reduzidos. Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.

SOARES, J., e J.V.R. MUSMAN. (2001). *Estabilização e Monitoramento de uma Encosta Colivionar na Serra do Mar*. Rio de Janeiro: III Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas - COBRAE, 571-577.

SUZUKI, S. (2004). Propriedades Geomecânicas de Alguns Solos Residuais e Coluvionares ao Longo do Oleoduto Curitiba-Paranaguá." Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

TAMI, D., H. RAHARDJO, e C. LEONG. (2004) Effects of Hysteresis on Steady-State Infiltration in Unsaturated Slopes.*Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE*, 956 - 967.

TEIXEIRA, W., FAIRCHILD, T.R., TOLEDO, M.C.M., TAIOLI, F. (2009). Decifrando a terra. 2ª Edição. Companhia Editora Nacional: São Paulo, SP.

VARGAS, M. (1997). *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil.

WOLLE, C.M. e CARVALHO, C.S. (1994). Capítulo 8 - Taludes Naturais. Solos do Litoral de São Paulo, pp.179-203, ABMS, São Paulo.